

Strukturidentifikation von Massivbrücken auf Grundlage einer Dauerüberwachung

Der Fakultät für Ingenieurwissenschaften,
Abteilung Bauwissenschaften
der Universität Duisburg-Essen
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
vorgelegte und genehmigte

DISSERTATION

von
Dipl.-Ing. Björn Karczewski
aus Wesel

Essen 2016

Dipl.-Ing. Björn Karczewski

Der Lebenslauf ist in der Online-Version aus Gründen des Datenschutzes nicht enthalten.

Referent:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held
Korreferent:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Norbert Gebbeken
Tag der Einreichung:	13.10.2015
Tag der mündlichen Prüfung:	20.04.2016

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen.

Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held danke ich herzlich für die Betreuung und Förderung dieser Arbeit sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung während meiner gesamten Tätigkeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Norbert Gebbeken danke ich sehr für die Übernahme des Korreferats sowie sein Interesse an dieser Arbeit.

Herzlich danken möchte ich meinen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Massivbau, allen voran Jan-Eric Habersaat, Michael Peeters, Melanie Prager, Torben Pullmann und Peer Lubasch. Die vielen fachlichen Diskussionen und die tolle Arbeitsatmosphäre haben maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Ich danke meiner Familie – insbesondere meinem Vater – für das Interesse und den starken Rückhalt auf meinem gesamten bisherigen Lebensweg.

Ganz besonders danken möchte ich meiner Frau Nina und unserer Tochter Matilda für die Unterstützung, die Geduld, den Ansporn und – nicht zuletzt – die Ablenkung.

Rees, im April 2016

Björn Karczewski

„Eine wirklich gute Idee erkennt man daran, dass ihre Verwirklichung von vorne herein ausgeschlossen erscheint.“

Albert Einstein (1879-1955)

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Motivation.....	1
1.2	Stand der Forschung	4
1.2.1	Strukturidentifikation.....	4
1.2.2	Schwingungsbasierte Strukturidentifikation.....	6
1.2.3	Verformungsbasierte Strukturidentifikation	8
1.3	Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	19
2	Grundlagen	21
2.1	Finite-Elemente-Modelladaption.....	21
2.1.1	Berechnung und Bemessung von Tragwerken – das direkte Problem	21
2.1.2	Strukturidentifikation durch Finite-Elemente-Modelladaption – das Parameteridentifikationsproblem.....	22
2.1.3	Identifikation der Biegesteifigkeitsverteilung von Massivbrücken	23
2.1.4	Einsatz mathematischer Optimierungsverfahren	30
2.2	Evolutionäre Algorithmen	32
2.2.1	Grundlagen.....	32
2.2.2	Repräsentation der Individuen	33
2.2.3	Ablauf bei der Anwendung evolutionärer Algorithmen	34
2.2.4	Genetische Programmierung.....	40
3	Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung.....	45
3.1	Konzept.....	45
3.2	Relevantes Fahrzeuggewicht	53

3.3	Tragwerksreaktionen und Messorte	55
3.4	Komponenten des Verfahrens	62
3.5	Datenerfassung	63
3.5.1	Datenerfassungsstrategie	63
3.5.2	Sensoren und Sensorplatzierung	70
3.5.3	Messdatenvorverarbeitung	78
3.6	Strukturidentifikation	82
3.6.1	Optimierungsmodul	83
3.6.2	Berechnungsmodul	89
3.6.3	Adaptionsmodul	93
3.7	Bewertung	106
3.7.1	Statistische Analyse	107
3.7.2	Erkennung tragwerksrelevanter Schädigungs- und Deteriorationsprozesse	110
4	Implementierung	113
5	Verifizierung	119
5.1	Allgemeines	119
5.2	Strukturidentifikation und Bewertung	122
5.2.1	Vorgaben	122
5.2.2	Variante 1	125
5.2.3	Variante 2	128
5.2.4	Variante 3	130
5.3	Zusammenfassung und Fazit	134
6	Anwendung	137
6.1	Versuchsbeschreibung	137
6.1.1	Versuchskörper	137
6.1.2	Sensorik	139

6.1.3	Versuchsablauf.....	139
6.2	Strukturidentifikation und Bewertung.....	141
6.2.1	Tatsächliche Lastorte und Tragwerkseigenschaften.....	142
6.2.2	Identifizierte Lastorte und Tragwerkseigenschaften.....	144
6.3	Zusammenfassung und Fazit	146
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	147
7.1	Zusammenfassung	147
7.2	Ausblick.....	149
8	Literatur.....	153

1 Einleitung

1.1 Motivation

Das Fernstraßennetz ist für die wirtschaftliche Entwicklung eines Landes von wesentlicher Bedeutung. Aufgrund ihrer zentralen Lage in Europa kommt der Bundesrepublik Deutschland die Rolle eines Transitlands zu. Dies führt insbesondere zu einem hohen Verkehrsaufkommen auf den Bundesfernstraßen. Störungen im Netz, verursacht beispielsweise durch Verkehrsbeschränkungen oder durch den Ausfall einzelner Netzabschnitte, führen zu Verkehrsbehinderungen mit erheblichen Folgekosten für den Nutzer und die Volkswirtschaft sowie zu negativen Auswirkungen bezüglich der Umwelt [BMVI14]. Um den Zustand und die Leistungsfähigkeit des Bundesfernstraßennetzes zu erhalten, wurden im Jahr 2012 finanzielle Mittel von 2,2 Mrd. Euro aufgewendet. Für die Zukunft wird ein jährlicher Erhaltungsbedarf von über 3 Mrd. Euro prognostiziert, was auf den starken Güterverkehrszuwachs, Überladungen und eine massive Zunahme der Sondertransporte zurückgeführt wird [BMVI14].

Im deutschen Fernstraßennetz befinden sich derzeit etwa 39.000 Brücken [BMVI14] mit einem Anlagevermögen von rund 40 Mrd. Euro [BMVBS06]. Der überwiegende Anteil der bestehenden Bauwerke weist derzeit ein Alter zwischen 30 und 50 Jahren auf. Aufgrund der Abnutzungserscheinungen und Schäden sowie der zunehmenden Verkehrsbeanspruchung besteht bei 25 % der Gesamtbrückenfläche kurz- bis mittelfristig Instandsetzungs- oder Erneuerungsbedarf [BMVI14]. Zur Erhaltung der Ingenieurbauwerke wurden im Jahr 2012 rund 0,5 Mrd. Euro investiert [BMVI14]. Der zielgerichtete Einsatz der nur in begrenztem Umfang verfügbaren finanziellen Mittel ist daher von wesentlicher Bedeutung für die Erzielung einer maximierten Leistungsfähigkeit des Bundesfernstraßennetzes.

Zur Unterstützung des Erhaltungsmanagements der Brückenbauwerke wird derzeit vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), den Straßenbauverwaltungen und der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) der Aufbau des *Bauwerks-Management-Systems* (BMS) vorangetrieben [BMVI14]. Das erklärte Ziel ist die Entwicklung einer nachvollziehbaren, objektiven und optimierten Erhaltungsplanung nach einheitlichen Kriterien, sodass die zur Verfügung stehenden Erhaltungsmittel bedarfsgerecht eingesetzt werden können [BMVI14]. Die Planung von Erhaltungsmaßnahmen unter Einsatz des BMS erfolgt mit Hilfe von vier Modulen [Goj11, Haa04]: Zunächst werden für ein betrachtetes Brückenobjekt Erhaltungsmaßnahmen entwickelt (Modul BMS-MV) und auf Objektebene bewertet (Modul BMS-MB). Anschließend erfolgt die Optimierung der Erhaltungsplanung auf Netzebene (Modul BMS-EP). Zur langfristigen Bewertung von Erhaltungsstrategien und ihren Auswirkungen auf den Zustand eines großen Kollektivs von Bauwerken in Abhängigkeit vom aufgewendeten Budget steht das Modul BMS-SB zur Verfügung. Das BMS wird derzeit als Pilotanwendung in elf Bundesländern in der Praxis erprobt [BMVI14].

Die Grundlage für die Erhaltungsplanung und die Entwicklung von Erhaltungsmaßnahmen bilden die Bauwerks-, Schadens- und Zustandsdaten [Haa04], die in den Bauwerksdatenbanken der Länder hinterlegt sind. Für die Zustandsbeurteilung eines Brückenbauwerks hinsichtlich seiner Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nehmen seine tatsächlichen Tragwerkseigenschaften, d. h. diejenigen Eigenschaften, die das Trag- und Verformungsverhalten (Strukturverhalten) des Bauwerks beeinflussen, eine zentrale Rolle ein. Einige wesentliche Tragwerkseigenschaften sind die Bauteilsteifigkeiten, die Auflagerbedingungen sowie die Eigenschaften der verwendeten Materialien. Von ebenso großer Bedeutung ist die Kenntnis *tragwerksrelevanter Schäden*. Damit werden solche Schäden bezeichnet, die eine Beeinträchtigung der Tragwerkseigenschaften darstellen und sich somit auch auf das Strukturverhalten des Bauwerks auswirken. Beispiele für tragwerksrelevante Schäden an Massivbrücken sind Rissbildung, Versagen des Verbundes, Kiesnester und Fehlstellen, Betonabplatzungen sowie Korrosion des Beton- und Spannstahls [Gut02]. Die Erkennung von Schäden an Brückenbauwerken erfolgt anhand der in vorgeschriebenen Intervallen durchzuführenden Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [DIN1076]. Die Prüfungen basieren meist auf

einer visuellen Begutachtung sowie einem Abklopfen der Bauteiloberflächen. Dieses Vorgehen weist verschiedene Schwächen auf:

- Schäden, die zu einem bestimmten Zeitpunkt aufgetreten sind, können erst bei der nächsten Bauwerksprüfung – also mit einer gewissen zeitlichen Verzögerung – erkannt werden.
- Schäden, die äußerlich nicht sichtbar sind oder sich an unzugänglichen Stellen befinden, werden unter Umständen erst spät oder gar nicht erkannt.
- Die Ergebnisse der Bauwerksprüfungen sind in starkem Maße abhängig vom Wissen und der Erfahrung der beteiligten Ingenieure und unterliegen somit einer subjektiven Prägung.
- Die konkreten Auswirkungen von Schäden auf die Tragwerkeigenschaften eines Brückenbauwerks lassen sich auf Grundlage einer Bauwerksprüfung nur äußerst eingeschränkt quantifizieren.

Die Tragwerkeigenschaften eines Brückenbauwerks spiegeln sich in seinem Verformungsverhalten wider. Eine objektive Bestimmung der Tragwerkeigenschaften kann anhand einer computergestützten Auswertung der Tragwerksverformungen durchgeführt werden, welche mit Hilfe von Sensoren am Bauwerk erfasst werden. Ein Ansatz auf Grundlage einer automatisierten Auswertung von Messdaten, welche mit Hilfe eines Dauerüberwachungssystems kontinuierlich am Bauwerk erfasst werden, ermöglicht die Beobachtung der Tragwerkeigenschaften über beliebig ausgedehnte Zeiträume. Auf diese Weise lassen sich tragwerksrelevante Schäden sowie Deteriorationsprozesse, die zu Veränderungen bestimmter Tragwerkeigenschaften führen, erkennen und beurteilen. Die gewonnenen Informationen erlauben die Einschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit des Brückenbauwerks. Diese lässt sich für eine zuverlässigere Bewertung von Erhaltungsmaßnahmen auf Objektebene sowie für realitätsnahe Simulationen zukünftiger Szenarien unter Berücksichtigung der Fortentwicklung möglicher Schäden sowie sich ändernden Beanspruchungen heranziehen. Die Intention der vorliegenden Arbeit stellt die Entwicklung, die Implementierung und die Verifizierung eines solchen Ansatzes dar.

1.2 Stand der Forschung

1.2.1 Strukturidentifikation

Der Entwurf und die Bemessung von Tragwerken erfolgt auf Grundlage von Tragwerksmodellen. Mit ihrer Hilfe lassen sich die Reaktionen eines Tragwerks hinsichtlich einer gegebenen Beanspruchung ermitteln (Abbildung 1). Die Bildung von Tragwerksmodellen erfolgt gemäß [Kem01] in zwei Schritten:

- Im ersten Schritt wird ein mechanisches Modell (auch: mathematisches Modell) entwickelt, welches das statische bzw. dynamische Verhalten des Tragwerks in eine meist vereinfachte Modellvorstellung überführt. Die dabei getroffenen Vereinfachungen schließen z. B. Idealisierungen der Einwirkungen, des Tragsystems, der Randbedingungen und des Materialverhaltens ein.
- Im zweiten Schritt wird ein numerisches Modell erstellt, welches sich zur Berechnung des mechanischen Modells eignet, z. B. unter Einsatz der Finite-Elemente-Methode (FEM).

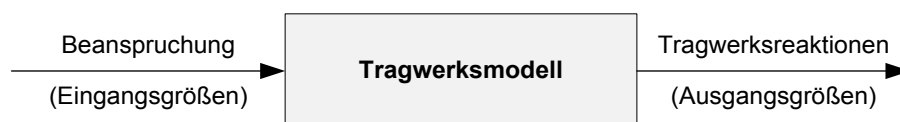


Abbildung 1: Ein- und Ausgangsgrößen eines Tragwerksmodells

In der Regel vermögen die bei der Bemessung von Brückenbauwerken verwendeten idealisierten Tragwerksmodelle das tatsächliche Strukturverhalten der Bauwerke nur unzureichend zu beschreiben [ASCE11]. Selbst bei Einsatz detaillierter Tragwerksmodelle sind zwischen den berechneten und den tatsächlichen Tragwerksreaktionen Abweichungen von bis zu 500 % möglich [ASCE11]. Als Ursachen für diese Diskrepanzen können die folgenden Aspekte benannt werden:

- Bei der statischen Berechnung von Massivbrücken wird der Einfluss der Rissbildung auf die Biegesteifigkeit meist vernachlässigt. Im Allgemeinen treten bei Massivtragwerken jedoch Risse auf, die mit einer Abminderung der Biegesteifigkeit einhergehen.
- Bei der statischen Berechnung wird der Einfluss nichttragender Bauteile, z. B. massive Leitwände, Brückenkappen oder Fahrbahnbeläge, auf die Biegesteifigkeit des Bauwerks vernachlässigt. Tatsächlich sorgen diese Bauteile meist für einen Steifigkeitszuwachs, der sich auf das Strukturverhalten des Bauwerks auswirkt [Gut02].
- Die tatsächlichen Materialeigenschaften unterscheiden sich von denen, die bei der statischen Berechnung angesetzt werden.
- Die tatsächlichen Steifigkeiten von Anschlüssen, Verbindungen und Gelenken sowie der Auflager unterscheiden sich von ideal-starren oder ideal-gelenkigen Bedingungen, die aus Vereinfachungsgründen häufig bei der statischen Berechnung angenommen werden.
- Die Tragwerkeigenschaften eines Brückenbauwerks können durch tragwerksrelevante Schäden oder Deteriorationsprozesse beeinträchtigt sein.

Häufig kommt es bei statischen Untersuchungen auf Grundlage der idealisierten Modelle, die bei der Bemessung zugrunde gelegt wurden, zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit der Bauwerke [Gou10]. Daher ist die Verwendung dieser Modelle für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen im Rahmen des Bauwerksmanagements nur äußerst eingeschränkt möglich.

Die Entwicklung eines *realitätsnahen* Tragwerksmodells, welches die tatsächlichen Eigenschaften sowie das wirkliche Verhalten eines Tragwerks widerspiegelt, kann unter Einsatz von Methoden der *Strukturidentifikation* (engl.: *Structural Identification*) erfolgen [ASCE11]. Die Grundlage für eine Strukturidentifikation bilden am Bauwerk gemessene Tragwerksreaktionen. Ein identifiziertes Tragwerksmodell lässt sich gemäß [ASCE11] unter anderem heranziehen

- zur Beurteilung der Tragfähigkeit des Bauwerks und zur Erkennung zusätzlich vorhandener Tragreserven,
- zur Bestimmung des Bauwerkszustands als Grundlage für ein effektives Betriebs- und Erhaltungsmanagement,

- zur Planung von Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen,
- für Langzeitprognosen unter Berücksichtigung von sich ändernden Verkehrslasten oder bestimmter Bauwerkszustände und
- zur Evaluierung und Verifizierung neuartiger Bauweisen oder anspruchsvoller Tragwerke.

Gemäß den zur Strukturidentifikation herangezogenen Tragwerksreaktionen lassen sich *schwingungsbasierte* und *verformungsbasierte* Verfahren unterscheiden [Ret11].

1.2.2 Schwingungsbasierte Strukturidentifikation

Die Analyse von Tragwerksschwingungen stellt die am häufigsten verfolgte Vorgehensweise zur Strukturidentifikation dar [Gou10]. Die Messung der Schwingungen erfolgt meist mit Hilfe von Beschleunigungsaufnehmern. Tragwerksschwingungen lassen sich kontrolliert oder unkontrolliert anregen.

Kontrollierte Anregung

Zur kontrollierten Anregung von Brückenbauwerken können z. B. Unwuchterreger, Shaker, Impulshämmer oder Fallgewichte eingesetzt werden. Die Bestimmung der modalen Eigenschaften, d. h. der Eigenfrequenzen, der Eigenformen und der Dämpfungswerte der Struktur, erfolgt mit Hilfe der experimentellen Modalanalyse. Die Grundlage bilden die Übertragungsfunktionen, die die Frequenzen der Anregung und der Systemantwort miteinander verknüpfen.

Unkontrollierte (ambiente) Anregung

Eine unkontrollierte (ambiente) Anregung dagegen erfolgt durch die während des Betriebs auftretenden Wind- und Verkehrseinwirkungen [Wen05]. Die Merkmale der Anregung sind im Wesentlichen unbekannt, weshalb die Bestimmung der modalen Eigenschaften auf der Anwendung sogenannter *Output-Only-Identifikationstechniken* beruht. Zwei häufig in diesem Zusammenhang verfolgte Strategien sind die *stochastische Unterraumidentifikation* und die

Frequenzbereichszerlegung. Auf eine Darstellung der Verfahren wird an dieser Stelle unter Verweis auf [Ove96] sowie [Bri99, Bri00] verzichtet.

Bewertung schwingungsbasierter Verfahren

Kontrollierte Schwingungsversuche eignen sich zur gezielten Anregung des Tragwerks durch beliebige Frequenzen. Aufgrund der dazu benötigten Energie kommen sie jedoch vorwiegend bei kleineren Brücken zur Anwendung [Far99a, Cun06]. Zur Minimierung sonstiger Einflüsse sollten die Bauwerke während der Versuche für den Verkehr gesperrt werden.

Ambiente Schwingungen sind leicht anzuregen. Da die Anregung durch die Lasten aus dem Betrieb erfolgt, ist eine Sperrung der zu untersuchenden Brückenbauwerke nicht erforderlich. Die Messdaten können demzufolge ebenso im Rahmen einer Dauerüberwachung gewonnen werden. Aufgrund der Frequenzeigenschaften der Wind- und Verkehrseinwirkung besteht bei der ambienten Anregung das Risiko, dass nicht sämtliche relevanten Eigenfrequenzen angeregt werden [Far99a]. Zudem kann der instationäre (d. h. zeitlich veränderliche) Charakter der hervorgerufenen Schwingungen zu Unsicherheiten bei der Bestimmung der Dämpfungseigenschaften des Tragwerks führen [Sal95]. Ambiente Verfahren kommen am häufigsten bei weitgespannten flexiblen Bauwerken wie z. B. Hänge- oder Schrägseilbrücken zur Anwendung, können jedoch auch bei kleineren Bauwerken eingesetzt werden [Far99a].

Die Strukturidentifikation auf der Grundlage von Schwingungen ist äußerst komplex, was auf die Abhängigkeit der modalen Tragwerkseigenschaften von den instationären Umwelt- und Betriebsbedingungen, denen die Bauwerke ausgesetzt sind, zurückzuführen ist. Damit sind ebenso die Eigenfrequenzen und Eigenformen einer zeitlichen Veränderlichkeit unterworfen, was anhand der folgenden Literaturstellen belegt werden kann:

- Der Einfluss von Temperaturänderungen auf die modalen Eigenschaften der *Alamosa Canyon Bridge* in New Mexico wird in [Far97] aufgezeigt. Messungen ergaben, dass die Grundfrequenz des Bauwerks im Laufe eines 24-stündigen Zeitraums infolge von Änderungen der Fahrbahntemperatur um bis zu 5 % variiert. Ferner wird in [Pee01] berichtet, dass die Grundfrequenz der Z24-Brücke in der Schweiz bei einer Abnahme der Fahr-

bahnoberflächentemperatur von 0 °C auf -5 °C um ca. 10 % zunimmt. Dies wurde auf die starke Steifigkeitszunahme des Asphalts bei Temperaturen unterhalb des Gefrierpunkts zurückgeführt.

- Massivbrücken erfahren bei hoher Luftfeuchtigkeit durch die Aufnahme von Wasser eine Vergrößerung der Masse, was in der Folge zu einer Veränderung ihrer modalen Eigenschaften führt [Soh99].
- Die modalen Eigenschaften einer Brücke werden ebenso durch die zusätzliche Masse der Fahrzeuge beeinflusst, welche sich auf dem Bauwerk befinden. Ergebnisse einer entsprechenden Untersuchung finden sich in [Kim01]. Messungen an einer Brücke mit einer Spannweite von 46 m bestätigten, dass die Eigenfrequenzen der Struktur aufgrund zusätzlich wirkender Fahrzeuggewichte um mehr als 5 % variieren können.

Die Untersuchung von Schwingungen kann neben der Strukturidentifikation auch der Erkennung tragwerksrelevanter Schäden dienen. Bei einer schwingungsbasierten *Schadenserkennung* treten die folgenden Schwierigkeiten auf:

- Die Grundlage der schwingungsbasierten Schadenserkennung bildet die Annahme, dass Tragwerksschäden Veränderungen in den modalen Kenngrößen der Strukturen hervorrufen. Auf Schäden zurückzuführende Veränderungen der Eigenfrequenzen und Eigenformen sind jedoch meist sehr viel geringer als umwelt- und betriebsbedingte Veränderungen. Dies erhöht die Wahrscheinlichkeit falscher Schadensmeldungen [Soh07, Mül03].
- Tragwerksschäden stellen üblicherweise lokale Phänomene dar, deren räumliche Ausdehnung meist sehr viel kleiner ist als die Wellenlängen der während dynamischer Bauwerksversuche gemessenen niederfrequenten Tragwerksschwingungen. Aus diesem Grund weisen Schwingungen häufig eine zu geringe Sensitivität zur Schadenserkennung auf [Mül03, Cha03, Far99b].

1.2.3 Verformungsbasierte Strukturidentifikation

Verformungsbasierte Verfahren der Strukturidentifikation beruhen auf der Durchführung von Belastungsversuchen. Bei einem Belastungsversuch wird die Brücke an exponierten Stellen durch die Aufbringung definierter statischer Lasten beansprucht und die sich in der Folge

einstellenden Tragwerksverformungen, insbesondere Dehnungen, Neigungen, Durchbiegungen und Rissbreiten, erfasst und untersucht. Die Lasten können in Form von schweren Fahrzeugen mit bekanntem Gewicht, Betonquadern, Wassertanks oder sonstigen Gewichten sowie durch hydraulische Prüfvorrichtungen auf das Tragwerk aufgebracht werden [ASCE11]. Fahrzeuge können nicht nur für rein statische, sondern auch für quasi-statische Versuche eingesetzt werden, indem sie mit langsamer („kriechender“) Geschwindigkeit (engl.: *Crawl Test*) über die Fahrbahn bewegt und währenddessen die Einflusslinien der Verformungsgrößen aufgezeichnet werden. Während der Durchführung von Belastungsversuchen sollten neben den aufgetragenen Versuchslasten keine weiteren Beanspruchungen wie etwa Fahrzeugverkehr oder ausgeprägte Wind- und Temperaturbeanspruchung auftreten. Aus diesem Grunde werden Belastungsversuche häufig nachts durchgeführt [ICE98].

In der Bundesrepublik Deutschland ist eine versuchsgestützte Bemessung von Tragwerken bei Zustimmung des Bauherrn sowie der zuständigen Behörde [EC0-NA] grundsätzlich sowohl im Hochbau [EC2-1-1] als auch im Brückenbau zulässig [EC2-2]. Auch die Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) [BMVBS11], die der Beurteilung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken dient, erlaubt im Rahmen einer Nachweisführung der Stufe 3 die Berücksichtigung von am Bauwerk ermittelten Messergebnissen, wobei insbesondere Tragwerksverformungen an kritischen Stellen sowie Dehnungsmessungen an ausgewählten Bauteilen genannt werden. Die Messungen, die im Regelfall unter einer Probelastung im Gebrauchslastbereich stattfinden, enthalten Hinweise für eine realistischere Beschreibung des Bauwerksverhaltens und dürfen zur Validierung des gewählten Tragwerksmodells herangezogen werden. Die Nachweisführung der Stufe 3 ist wegen des besonderen Aufwands nur im Sonderfall und in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder anzuwenden [BMVBS11]. Die Nachrechnungsrichtlinie lässt die Verwendung von Messdaten zur Nachweisführung zwar grundsätzlich zu, enthält jedoch keine konkreten Angaben zur Konzeption oder Durchführung der Probelastungen.

Die wissenschaftlichen Grundlagen für die Durchführung von Belastungsversuchen im Hoch- und Brückenbau wurden im Rahmen von zwei durch das Bundesministerium für Bildung und

Forschung (BMBF) geförderten kooperativen Forschungsvorhaben zwischen der Hochschule Bremen, der Technischen Universität Dresden, der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig und der Bauhaus-Universität Weimar erarbeitet. Während sich das erste Projekt „Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung (EXTRA I)“ mit Bauwerken des Hochbaus beschäftigte, lag der Fokus des zweiten Projekts „Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und Verminderung der Umweltbelastung (EXTRA II)“ auf der Durchführung von Belastungsversuchen bei Brückenbauwerken. Die Ergebnisse der Projekte bildeten die Grundlage der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAfStb00] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [Gut11]. Der Geltungsbereich der Richtlinie ist auf den Hochbau beschränkt. Die ihr zugrunde liegende Methodik der experimentellen Tragsicherheitsbewertung wurde in zahlreichen Fällen jedoch ebenso bei Brückenbauwerken angewendet [Kah14, Ste03, Gut02, Opi00, Ste99a, Ste99b, Ste99c, Ste99d], wobei allerdings besondere Bedingungen zu beachten waren [Gro94].

Gemäß der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAfStb00] dürfen Belastungsversuche den Standsicherheitsnachweis bestehender Bauwerke aus besonderem Anlass ergänzen, wenn dieser trotz gründlicher Untersuchungen und Berechnungen nicht erbracht werden kann. Belastungsversuche können durchgeführt werden z. B. bei unzureichender Kenntnis

- des Berechnungsmodells,
- des Zusammenwirkens von Bauteilen oder Bauteilabschnitten,
- des Einflusses von Schäden im Ist-Zustand sowie
- der Wirksamkeit zuvor ausgeführter Verstärkungsmaßnahmen.

Belastungsversuche werden gemäß [DAfStb00] in zwei Kategorien unterschieden, die in vergleichbarer Form auch in internationalen Regelwerken zu finden sind: (1) Belastung bis zur Versuchsziellast und (2) Belastung zur Überprüfung von Berechnungsannahmen.

Belastung bis zur Versuchsziellast

Das Ziel eines Belastungsversuchs mit Belastung bis zur Versuchsziellast¹ ist der rein experimentelle Nachweis der Tragsicherheit für die aufgebrachte Versuchslast. Gemäß [DAfStb00] muss dabei die Versuchslast die im weiteren Nutzungszeitraum auftretenden Einwirkungen in ihrer ungünstigsten Kombination wirklichkeitsnah nachbilden. Beim Nachweis von Brückenbauwerken müssen daher Versuchslasten angeordnet werden, deren Schnittgrößenverläufe möglichst genau mit denen des anzusetzenden Lastmodells einschließlich der zu berücksichtigenden Teilsicherheitsbeiwerte übereinstimmen (siehe Abbildung 2) [Gut02]. Um Tragwerksschäden oder sogar plötzliches Versagen infolge der meist sehr großen Versuchslasten auszuschließen, sind die während eines Versuchs auftretenden Tragwerksverformungen kontinuierlich zu messen und mit entsprechenden in [DAfStb00] definierten Grenzwerten zu vergleichen. Bei Erreichen der Grenzwerte ist der Belastungsversuch abubrechen. Häufig werden neben Bauteilverformungen auch Schallemissionen aufgezeichnet, die eine Rissbildung des Tragwerks erkennen lassen.

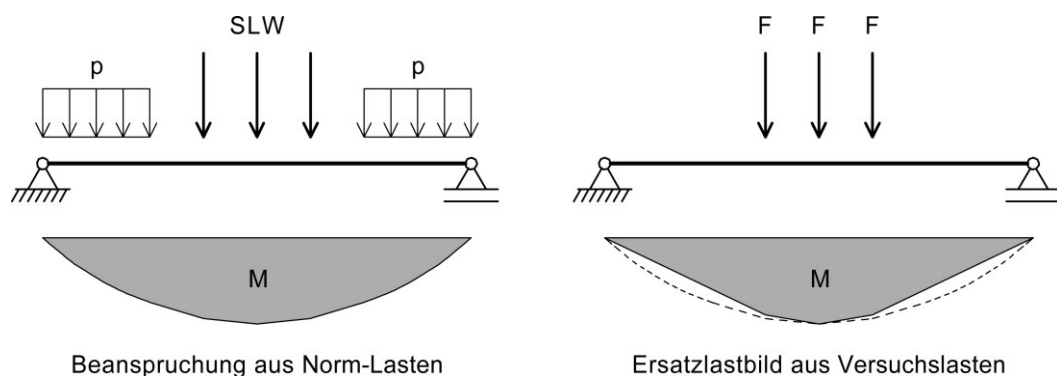


Abbildung 2: Nachbildung der Norm-Lasten mit beanspruchungsäquivalenten Versuchslasten (nach [Gut02])

¹ *Proving Load Test* gemäß dem in Großbritannien geltenden „Design Manual for Roads and Bridges“ (DMRB), Dokument BA 54/94 [BA54/94] bzw. *Proof Load Test* gemäß „The Manual for Bridge Evaluation“ der American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) [AASHTO11]

In der Literatur finden sich nur wenige Veröffentlichungen, die einen Bezug zur Durchführung von Belastungsversuchen mit Belastung bis zur Versuchsziellast bei Brückenbauwerken aufweisen. Die wichtigsten Arbeiten werden im Folgenden vorgestellt.

Im Rahmen des bereits zuvor genannten Forschungsvorhabens EXTRA II wurden bei einer großen Anzahl von Brückenbauwerken, deren Tragfähigkeit beispielsweise aufgrund von Schäden oder aufgrund fehlender statischer Unterlagen zweifelhaft war, Belastungsversuche durchgeführt [Ste03, Gut02, Opi00, Ste99a, Ste99b, Ste99c, Ste99d]. Die Aufbringung der Versuchslasten erfolgte meist mittels mobiler selbstsichernder Stahl-Belastungsrahmen, deren Installation sehr zeitaufwändig war und teilweise ein Durchbohren der Dichtungsschicht erforderte [Gut11]. Als Konsequenz wurde im Anschluss an das EXTRA II-Projekt das Belastungsfahrzeug *BELFA* entwickelt, welches sich zur schnellen und wirtschaftlichen experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Brückenbauwerken mit einer Stützweite bis 18 m einsetzen lässt [Ste01, Ste02]. Mit Hilfe des *BELFA* können in einer Fahrspur Lasten der Brückenklasse 12 bis 60 aufgebracht werden. Die maximale Summe der Prüfkraft beträgt bei Nutzung zusätzlichen Ballasts oder bei Verankerung in den Brückenwiderlagern mehr als 2.500 kN [Slo02]. Über Einsätze des *BELFA* wird in [Ste02, Gut11, Slo02] berichtet. Durch Anwendung der Entwicklungen des EXTRA II-Projekts und durch Einsätze des *BELFA*-Fahrzeugs konnten bei Brücken in vielen Fällen höhere Tragfähigkeiten nachgewiesen werden als im Rahmen von zuvor durchgeführten theoretischen Betrachtungen.

Belastungsversuche zur Überprüfung von Berechnungsannahmen

Belastungsversuche zur Überprüfung von Berechnungsannahmen² werden durchgeführt, um das bei einer Nachrechnung eines bestehenden Bauwerks zugrunde gelegte Rechenmodell zu verifizieren und ggf. zu kalibrieren, sodass dieses das tatsächliche Tragverhalten des Bauwerks mit besserer Genauigkeit zu beschreiben vermag. Die Versuche dienen folglich nicht dem Ersatz, sondern lediglich der Unterstützung rechnerischer Tragsicherheitsnachweise. Häufig werden derartige Versuche zur Identifikation zusätzlich wirksamer Tragmechanismen

² *Supplementary Load Test* gemäß [BA54/94] bzw. *Diagnostic Load Test* gemäß [AASHTO11]

– d. h. versteckter Tragreserven – vorgenommen, welche bei der ursprünglichen Tragwerksbemessung nicht berücksichtigt wurden und bei einer Nachrechnung des Bauwerks in Ansatz gebracht werden können.

Bei der Durchführung eines Belastungsversuchs zur Überprüfung von Berechnungsannahmen wird das betrachtete Tragwerk durch Versuchslasten beansprucht, die in der Regel deutlich kleiner sind als die für das Bauwerk maßgebenden Bemessungslasten. Eine Extrapolation der aus einem Versuch gewonnenen Erkenntnisse auf höhere Belastungszustände sollte daher nur mit äußerster Vorsicht vorgenommen werden [BA54/94, Gut02, ICE98]. Wird im Rahmen eines Belastungsversuchs ein zusätzlicher Tragmechanismus identifiziert, der bei einer Nachrechnung des Bauwerks angesetzt werden soll, so muss dieser hinsichtlich seiner Zuverlässigkeit überprüft werden. Grundsätzlich ist sicherzustellen, dass der identifizierte Mechanismus auch unter Bemessungslasten noch wirksam ist und nicht vorzeitig versagt. Lässt sich dies durch weiterführende theoretische Untersuchungen, durch Beobachtungen an ähnlichen Bauwerken oder durch bauliche Veränderungen nicht gewährleisten, so kann die Zuverlässigkeit eines Tragmechanismus durch ein Monitoringsystem überwacht werden, welches einen möglichen Ausfall der Tragfunktion rechtzeitig erkennt und meldet [ICE98]. Voraussetzung dabei ist jedoch, dass sich ein Versagen des identifizierten Mechanismus durch zunehmende Verformungen ankündigt. Besondere Vorsicht ist geboten bei spröde versagenden Tragmechanismen, z. B. einer zusätzlichen Auflagerbedingung infolge eines festgesetzten Brückenlagers oder einer zusätzlichen Haftverbundsteifigkeit zwischen Stahl- und Betonteilen trotz des Fehlens von Verbundmitteln.

Die bei einem Belastungsversuch zur Überprüfung von Berechnungsannahmen aufgebrachte Versuchslast sollte so gewählt werden, dass zum einen keine bleibenden Beschädigungen des Tragwerks verursacht werden (vgl. Abschnitt „Belastung bis zur Versuchsziellast“), zum anderen jedoch Verformungen hervorgerufen werden, die sich im Hinblick auf die Messgenauigkeit der verwendeten Sensoren zuverlässig erfassen lassen [ICE98].

Belastungsversuche zur Unterstützung rechnerischer Tragsicherheitsnachweise von Brücken wurden im europäischen Raum insbesondere zur Zeit der Harmonisierung der Merkmale des Güterverkehrs in den 1980er Jahren durchgeführt. Ein wesentlicher Aspekt der Harmonisie-

rung war die Anhebung des zulässigen Fahrzeuggewichts auf 40 t. Bei der daraufhin durchgeführten Überprüfung und Bewertung des Brückenbestands hinsichtlich der Auswirkungen des höheren zulässigen Fahrzeuggewichts konnte die Tragsicherheit vieler Bauwerke trotz augenscheinlich guter Bauwerkszustände auf rein analytischem Weg nicht mehr nachgewiesen werden. Eine große Anzahl dieser Bauwerke wurde anhand von Belastungsversuchen hinsichtlich verborgener Tragreserven untersucht. In Großbritannien mündeten die dabei gewonnenen Erkenntnisse in die im Jahr 1998 veröffentlichten „Guidelines for the Supplementary Load Testing of Bridges“ [ICE98], welche Empfehlungen für die Durchführung von Belastungsversuchen zur Unterstützung rechnerischer Nachweise von Brückenbauwerken enthalten.

Mehrkar-Asl hat in den 1980er und 1990er Jahren eine Vielzahl von Belastungsversuchen an Brückenbauwerken in Großbritannien durchgeführt. In [Meh97] und [Meh99] wird über eine Auswahl von Versuchen an verschiedenen ein- und mehrfeldrigen Stahlbeton- und Spannbetonbrücken berichtet. Bei den betrachteten Brücken mit kurzen Spannweiten bis etwa 10 m kam als Versuchslast je eine 45-t-Achse zum Einsatz. Bei einer Bogenbrücke mit einer Spannweite von 7 m wurden zwei 32-t-Fahrzeuge verwendet. Ein Versuch an einer zweifeldrigen Hohlkastenbrücke mit Spannweiten von 50 m und 25 m basierte auf der Platzierung einer Last von 100 t in der Mitte des Feldes mit der größeren Spannweite. Zur Belastung einer Schrägkabelbrücke mit einer maximalen Spannweite von 194 m wurden acht 32-t-Fahrzeuge eingesetzt (vgl. auch [Meh98]). Bei der Mehrzahl der dokumentierten Versuche wurden die Versuchslasten über die Brücke bewegt und die dabei gemessenen Dehnungen, Durchbiegungen und Neigungen des Tragwerks zur Kalibrierung entsprechender FE-Modelle herangezogen. Neben der Erfassung der Tragmechanismen in Längsrichtung stellte die Bestimmung der Lastquerverteilung der Bauwerke ein wichtiges Ziel der Modellkalibrierung dar. Die gewonnenen Modelle dienten zur Abschätzung der tatsächlich vorhandenen Tragfähigkeit der Bauwerke.

Nowak et al. führten Belastungsversuche durch, um die Ursache von Querrissen an einer Verbundbrücke mit 7 Feldern und Spannweiten bis 48,20 m festzustellen [Now00]. Als Versuchslasten wurden zwei Fahrzeuge mit Gewichten von je etwa 20 t eingesetzt, die einzeln sowie gemeinsam mit geringer und hoher Geschwindigkeit die Brücke passierten. Anhand

von Vergleichsrechnungen an einem FE-Modell, bei dem auch die Steifigkeiten des seitlichen Fußwegs und der Brüstungen berücksichtigt wurden, konnte aufgezeigt werden, dass die Beanspruchung durch den Verkehr nicht als Ursache für die Risse infrage kam.

Yang et al. untersuchten eine dreifeldrige Stahlbeton-Kastenbrücke mit Spannweiten zwischen 25 m und 31 m [Yan02]. Die Brücke wies mehrere breite Risse auf und sollte im Rahmen von Belastungsversuchen hinsichtlich ihrer (Rest-)Tragfähigkeit beurteilt werden. Als Versuchslast wurde ein Fahrzeug mit einem Gewicht von etwa 33 t eingesetzt, welches an bestimmten Stellen auf der Brücke positioniert sowie mit langsamer Geschwindigkeit über die Fahrbahn bewegt wurde. Anhand der erfassten Bauteildehnungen konnte eine ausreichende Tragfähigkeit des Bauwerks nachgewiesen werden.

In [Cai04] sind Ausführungen zu Belastungsversuchen an sechs Spannbetonbrücken in Florida mit Spannweiten zwischen 12,50 m und 38,11 m zu finden. Im Rahmen der Versuche wurden Lasten von bis zu 181,4 t aufgebracht. Beim Vergleich der während der Versuche erfassten Reaktionen mit Ergebnissen von FE-Analysen wurden Diskrepanzen festgestellt, die auf sogenannte *Feldfaktoren* zurückgeführt wurden. Von den Autoren genannte Beispiele für Feldfaktoren sind nicht erfasste Steifigkeiten bestimmter Brückentragglieder, der untergeordneten Bauwerksteile, des Materials sowie der Auflager. Es wird deshalb empfohlen, die Notwendigkeit von Instandsetzungs- oder Erneuerungsmaßnahmen an Brückenbauwerken unter Berücksichtigung dieser Feldfaktoren zu überprüfen.

In [Jef09] wird unter anderem über Belastungsversuche an einer geschädigten 6-stegigen Stahlbeton-Plattenbalkenbrücke mit Spannweiten von 10 bis 12 m berichtet. Als Versuchslast diente ein Fahrzeug mit einem Gesamtgewicht von 29 t. Während der Überfahrt des Fahrzeugs über die Brücke wurden Dehnungen an verschiedenen Stellen des Tragwerks erfasst. Anhand der Messdaten und Vergleichsrechnungen an einem Balkenmodell ließen sich genauere Aussagen zur Querverteilung der Lasten auf die einzelnen Stege sowie über die Materialeigenschaften des verwendeten Betons gewinnen. Weiterhin wurde festgestellt, dass die aufgetretenen Schäden keine wesentliche Beeinträchtigung der Tragsicherheit darstellen, und dass zusätzliche Tragmechanismen im System vorhanden sind, die aus dem mittragenden Verhalten der massiven Stahlbeton-Leitplanken sowie der Teileinspannungen im Bereich von

Bewegungsfugen herrühren. Aufgrund der Erkenntnisse konnte eine Neueinstufung des Bauwerks hinsichtlich seiner Tragfähigkeit erfolgen.

Goulet et al. führten Belastungsversuche an der *Langensandbrücke* in Luzern durch [Gou09, Gou10]. Bei dem Bauwerk handelt es sich um eine Verbundbrücke mit einer Spannweite von etwa 80 m. Die Versuche dienten unter anderem dazu, die tatsächlichen Tragreserven der Brücke festzustellen, die Eigenschaften des Verbundes zwischen der Stahl-Tragkonstruktion und der Stahlbeton-Fahrbahnplatte zu ermitteln und Modelle für das Bauwerksmanagement zu entwickeln. Während der Belastungsversuche wurden zwei Fahrzeuge mit einem Gewicht von je 35 t an verschiedenen Stellen der Brücke positioniert und die sich einstellenden Durchbiegungen, Neigungen und Dehnungen erfasst. Die Messdaten wurden im Anschluss zur Adaption von FE-Modellen herangezogen. Die Modelladaption erfolgte hinsichtlich der Verbundbedingungen, der Auflagersteifigkeiten sowie der Material- und Querschnittseigenschaften. Es stellte sich heraus, dass das Bauwerk über erhebliche Tragreserven verfügt.

In [Orc10] wird über Untersuchungen an einer Verbundbrücke berichtet, die aus vier in Längsrichtung verlaufenden Stahlträgern und einer quer gespannten massiven Fahrbahnplatte besteht. Die maximale Spannweite des Bauwerks beträgt 34,23 m. Im Rahmen eines Belastungsversuchs wurde ein Fahrzeug mit einem Gesamtgewicht von etwa 33,2 t mit einer Geschwindigkeit von 8 km/h über die Brücke bewegt. Anhand der dabei aufgezeichneten Bauteilverformungen und FE-Vergleichsrechnungen konnten Rückschlüsse auf die Lastquerverteilung und somit auch die tatsächlichen Beanspruchungen der einzelnen Stahlträger gezogen werden. Im Anschluss an die Versuche wurde eine Dauerüberwachung der Brücke initiiert. Die Messdaten aus der Überwachung bildeten zusammen mit den Erkenntnissen aus den Belastungsversuchen sowie den Ergebnissen der FE-Analysen die Grundlage für die Abschätzung der Zuverlässigkeit des Bauwerks. Die Kombination aus Belastungsversuchen und einer kontinuierlichen Bauwerksüberwachung ist gegenüber herkömmlichen Vorgehensweisen, bei denen auf eine anschließende Überwachung verzichtet wird, als sehr vorteilhaft einzustufen, da auf diese Weise eine fortlaufende Beobachtung des Tragwerkszustands möglich ist.

Sanayei et al. berichten in [San12] über Versuche an einer Verbundbrücke mit drei Feldern und einer maximalen Spannweite von 23,5 m. Zur Aufzeichnung der Tragwerksreaktionen wurde eine Vielzahl von Sensoren eingesetzt, z. B. Dehnungsmesser, Neigungsmesser und Beschleunigungsaufnehmer. Das Bauwerk wurde durch ein Fahrzeug mit einem Gewicht von 32,4 t belastet, welches die Brücke mit langsamer Geschwindigkeit überfuhr. Mittels einer FE-Software wurde ein Basis-Rechenmodell des Bauwerks erstellt. Dieses wurde durch Anpassung der am Bauwerk ermittelten Betondruckfestigkeit modifiziert und durch Modellierung der Kappen ergänzt. Um die Rissbildung der Stahlbeton-Fahrbahnplatte zu berücksichtigen, wurde der Elastizitätsmodul des Betons im Bereich der Mittelaufleger abgemindert. Es konnte festgestellt werden, dass das angepasste Modell das tatsächliche Tragverhalten des Bauwerks erheblich besser beschrieb als das (nicht-angepasste) Basismodell. Durch Verwendung des angepassten Modells konnte eine wesentlich höhere Tragfähigkeitseinstufung der Brücke erreicht werden.

Im Rahmen des von 2012 bis 2013 durchgeführten Pilotprojekts „Demonstration of Capabilities and Benefits of Bridge Load Rating through Physical Testing“ des Bridge Engineering Centers der Iowa State University wurden die Möglichkeiten und Vorteile von Belastungsversuchen zur Einstufung von Brückenbauwerken demonstriert. Als Versuchsobjekte dienten drei Verbundbrücken mit Spannweiten zwischen etwa 8 m und 20 m (vgl. Forschungsberichte [Hos13a, Hos13b, Hos13c]). Sämtliche Brücken wurden durch Fahrzeuge mit Gewichten von ca. 20 t bis 23 t belastet. Die dabei erfassten Dehnungen wurden zur Adaption von FE-Modellen verwendet, wobei insbesondere die Materialeigenschaften sowie die Querschnitts- und Auflagersteifigkeiten kalibriert wurden. Die angepassten Modelle bildeten die Grundlage für eine anschließende Abschätzung der Belastbarkeit.

In [Ber15] wird der Einsatz von Überwachungsmethoden an der Hochstraße „Pariser Straße“ in Düsseldorf erläutert. Bei dem Bauwerk handelt es sich um eine zu Beginn der 1960er Jahre fertiggestellte zwölfeldrige Spannbeton-Hohlkastenbrücke mit Feldlängen von bis zu 32,20 m. In den Jahren 1978 und 1992 wurden im Bereich von insgesamt sieben gerissenen Koppelfugen Hilfsstützen angeordnet, die der Verstärkung der Brücke dienten. Ab dem Jahr 2012 wurde das Bauwerk schließlich durch einen Neubau ersetzt. Vor ihrem Abbruch wurden Probelastungen durchgeführt, um die reale Tragwirkung der Hilfsstützen im Rahmen einer

Modelladaption bestimmen zu können. Die Probelastungen erfolgten durch ein Fahrzeug mit einem Gewicht von 26,34 t. Das Versuchsprogramm umfasste vier statische Lastpositionen und zwei Fahrzeugüberfahrten mit vorgegebener Geschwindigkeit. Es zeigte sich, dass das kalibrierte Modell, bei dem die Steifigkeit der Hilfsstützen deutlich gegenüber dem Ausgangsmodell reduziert wurde, das Verformungsverhalten der Brücke mit guter Genauigkeit beschrieb.

Bewertung verformungsbasierter Verfahren

Eine Untersuchung statischer Reaktionen ermöglicht tiefere Einblicke in die lokalen Tragmechanismen als eine Untersuchung von Tragwerksschwingungen [ASCE11, Haj90]. Während statische Reaktionen ausschließlich von den Steifigkeiten der Struktur abhängig sind, werden Schwingungen zudem durch Verteilung der Masse sowie durch die Dämpfungseigenschaften beeinflusst. Hinsichtlich der Erkennung von Schäden weisen statische Tragwerksantworten im Allgemeinen eine größere Sensitivität auf als Tragwerksschwingungen [Schl09, He06].

Belastungsversuche mit Belastung bis zur Versuchsziellast müssen ähnliche Beanspruchungszustände im Tragwerk hervorrufen wie das entsprechend anzusetzende Lastmodell des zugrundeliegenden Regelwerks. Aufgrund der daraus resultierenden hohen Versuchslasten sowie der in der Bundesrepublik Deutschland geltenden Anforderungen an die Belastungstechnik kommen derartige Versuche fast ausschließlich bei Brücken mit kürzeren Spannweiten infrage.

Belastungsversuche zur Überprüfung von Berechnungsannahmen dienen der Kalibrierung von Rechenmodellen. Die dabei aufgebrachten Lasten liegen meist deutlich unterhalb des Traglastzustands des Bauwerks. Daraus ergibt sich ein geringeres Risiko für das Bauwerk und eine kürzere Versuchsdauer, was eine geringere Beeinträchtigung des Verkehrs sowie geringere Kosten verursacht [Yan02].

Beide Ansätze verfügen über den grundlegenden Nachteil, dass das Ergebnis lediglich den momentanen Bauwerkszustand beschreibt. Für eine erneute Beurteilung ist eine Wiederholung des Versuchs erforderlich.

1.3 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

In der vorliegenden Arbeit wird ein Ansatz zur Strukturidentifikation von Tragwerken des Massivbrückenbaus vorgestellt. Der Schwerpunkt wird auf die Betrachtung von Platten- und Balkenbrücken gelegt, welche die häufigsten im Betonbrückenbau angewendeten Konstruktionsformen darstellen [Meh10]. Die Strukturidentifikation erfolgt durch die Adaption realitätsnaher Finite-Elemente-Modelle. Zur Modelladaption werden Verformungsgrößen betrachtet, die nicht im Rahmen von Belastungsversuchen, sondern während einer Dauerüberwachung der Bauwerke gewonnen werden. Das damit verbundene Optimierungsproblem wird unter Einsatz evolutionärer Algorithmen gelöst. Jedes identifizierte Tragwerksmodell repräsentiert den zum Messzeitpunkt vorliegenden Bauwerkszustand. Durch eine Bewertung der zu den einzelnen Messzeitpunkten identifizierten Tragwerkeigenschaften lassen sich Aussagen zur Zuverlässigkeit der Strukturidentifikation erlangen sowie tragwerksrelevante Schädigungs- und Deteriorationsprozesse erfassen. Die gewonnenen Erkenntnisse eignen sich zur Entscheidungsfindung im Rahmen des Betriebs- und Erhaltungsmanagements, beispielsweise zur Entwicklung von Instandsetzungs- und Instandhaltungskonzepten oder zur Planung von Verstärkungsmaßnahmen.

Die Arbeit ist wie folgt aufgebaut: Kapitel 2 enthält eine Einführung in die Grundlagen der Finite-Elemente-Modelladaption sowie der evolutionären Algorithmen. In Kapitel 3 wird der entwickelte Ansatz zur Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung vorgestellt und erläutert. Die Implementierung des Ansatzes in Form der *STRICOM*-Anwendung wird in Kapitel 4 dargelegt. Kapitel 5 beinhaltet die Verifizierung anhand von Messdaten, welche im Rahmen numerischer Simulationen generiert wurden. In Kapitel 6 wird die Anwendung des Verfahrens zur Strukturidentifikation eines Stahlbetonbalkens demonstriert. Kapitel 7 stellt die Zusammenfassung der Erkenntnisse sowie die Benennung des weiteren Forschungsbedarfs dar.

2 Grundlagen

2.1 Finite-Elemente-Modelladaption

2.1.1 Berechnung und Bemessung von Tragwerken – das direkte Problem

Bei der Strukturidentifikation von Brückenbauwerken kommen häufig Modelle auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode (FEM) zum Einsatz. Die FEM basiert auf der Zerlegung der zu berechnenden Struktur in Teilbereiche, welche als *finite Elemente* bezeichnet werden. Die Elemente sind in den Knotenpunkten miteinander verbunden. Das Verhalten der finiten Elemente wird durch ihre Ansatzfunktionen beschrieben. Zur Analyse einer Struktur unter Einsatz der FEM sind die topologischen und geometrischen Eigenschaften der Struktur und der Elemente, die Materialeigenschaften, die Auflagerbedingungen sowie die Beanspruchungen zu definieren. Unter Berücksichtigung der kinematischen Übergangs- sowie der Gleichgewichtsbedingungen wird der sich einstellende Verformungszustand der Gesamtstruktur berechnet, aus dem sich wiederum die resultierenden Schnittgrößen und Spannungen in den einzelnen finiten Elementen bestimmen lassen. Die Berechnung von Tragwerksreaktionen eines gegebenen Tragwerksmodells in Bezug auf eine gegebene Beanspruchung entspricht der Lösung eines direkten Problems (Abbildung 3) und ist eine typische Aufgabe bei der statischen Berechnung eines Tragwerks [Bal06].

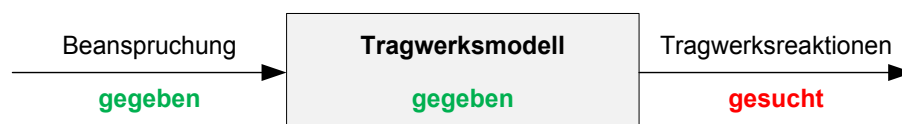


Abbildung 3: Direktes Problem (nach [Bal06])

2.1.2 Strukturidentifikation durch Finite-Elemente-Modelladaption – das Parameteridentifikationsproblem

Ein Verfahren zur Strukturidentifikation unter Einsatz von FE-Modellen ist die *Finite-Elemente-(FE-)Modelladaption* (auch: *FE-Model-Updating*). Eine FE-Modelladaption basiert auf der Erstellung eines sogenannten *FE-Basismodells*, dessen grundlegende Modellstruktur eine hinreichend genaue Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens des zu identifizierenden Tragwerks ermöglicht. Beispielsweise können zur Abbildung einfacher Brückentragwerke eindimensionale Balkenmodelle ausreichend sein, wohingegen komplexe Tragwerke die Erstellung zwei- oder dreidimensionaler Modelle erfordern. Beim Aufbau eines FE-Basismodells sind sämtliche als bekannt voraussetzbaren Eigenschaften des Bauwerks, z. B. Stützweiten, Querschnittsgeometrien, Eigengewicht der Konstruktion und des Fahrbahnaufbaus, Positionen der Auflagerpunkte sowie Ergebnisse vorausgegangener Bauwerksuntersuchungen oder -prüfungen, zu verarbeiten. Das FE-Basismodell wird hinsichtlich der unbekannten bzw. unsicheren Tragwerkeigenschaften, die im Rahmen der Strukturidentifikation bestimmt werden sollen, parametrisiert. Die parametrisierten Eigenschaften werden als *Modellparameter* bezeichnet. Modellparameter, welche häufig im Rahmen einer Modelladaption zur Strukturidentifikation definiert werden, umfassen:

- Biegesteifigkeitsverteilung des Tragwerks, z. B. zur Beschreibung der Durchlaufwirkung bei mehrfeldrigen Brücken, der Rissbildung bei Massivbrücken, der Materialeigenschaften, zur Abschätzung des Einflusses nichttragender Bauteile sowie zur Identifikation steifigkeitsmindernder Schäden,
- Dreh- und Dehnfedersteifigkeiten der Auflager,
- Steifigkeiten von Anschlüssen, Verbindungen und Gelenken, z. B. zur Beschreibung von Teileinspannungen oder zur Charakterisierung der Verbundeigenschaften bei Verbundbrücken,
- Vorspannkkräfte bei Spannbetonbrücken.

Nach der Erstellung des FE-Basismodells und der Festlegung der Modellparameter erfolgt die Modelladaption. Die Grundlage bilden am realen Bauwerk mit Hilfe von Sensoren gewonnene Messdaten, die das Verformungsverhalten der Tragstruktur widerspiegeln. Im Rahmen des

Adaptionsprozesses werden die Modellparameter auf iterative Weise so lange modifiziert (adaptiert), bis die berechneten Reaktionen des FE-Modells (*Vorhersage*) möglichst exakt mit den korrespondierenden am realen Tragwerk gemessenen Größen (*Beobachtung*) übereinstimmen [Fri95]. Die Modellstruktur und die adaptierten Modellparameter bilden zusammen das identifizierte Tragwerksmodell. Eine Modelladaption entspricht einem Parameteridentifikationsproblem (Abbildung 4). Diese Art der Problemstellung stellt eine Unterkategorie der inversen Probleme dar.

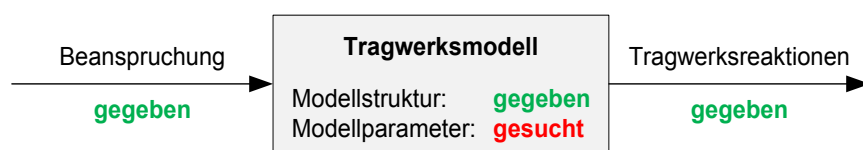


Abbildung 4: Parameteridentifikationsproblem (inverses Problem) (nach [Bal06])

2.1.3 Identifikation der Biegesteifigkeitsverteilung von Massivbrücken

Die Bestimmung der Biegesteifigkeitsverteilung ist ein häufig verfolgtes Ziel bei der Strukturidentifikation von Massivbrücken. Die Biegesteifigkeit eines Tragglieds ist maßgeblich verantwortlich für dessen Verformungsverhalten. Sie ist wie folgt definiert:

$$B = E \cdot I \quad (\text{Gl. 1})$$

mit B = Biegesteifigkeit, E = Elastizitätsmodul des verwendeten Baustoffs, I = Flächenträgheitsmoment des Querschnitts.

Stahlbetontragwerke besitzen im Regelfall selbst bei unveränderlicher Querschnittsform keine konstante Biegesteifigkeit. Dies ist insbesondere auf die Rissbildung des Betons zurückzuführen, die die Grundlage für das Tragprinzip von Stahlbeton darstellt. Die Rissbildung geht mit einer Abminderung des Flächenträgheitsmoments des Querschnitts einher und wirkt sich somit auch auf die Biegesteifigkeit aus (Abbildung 5). Das Ausmaß der Rissbildung ist abhängig sowohl von der Größe der Beanspruchung als auch von der im Querschnitt vorhandenen Bewehrungsmenge sowie ihrer Geometrie und Verteilung. Neben der Rissbildung

können außerdem Tragwerksschäden eine Ursache für eine Abminderung der Biegesteifigkeit darstellen.

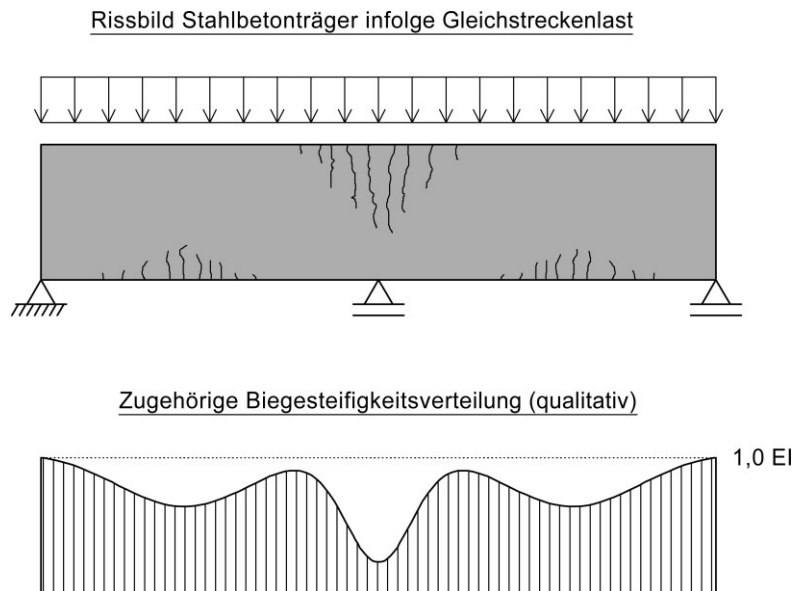


Abbildung 5: Rissbildung eines Stahlbetonträgers (oben) und zugehörige qualitative Biegesteifigkeitsverteilung (unten)

Zur Strukturidentifikation von Massivbrücken sind daher Ansätze erforderlich, die eine hinreichend genaue Approximation der veränderlichen Biegesteifigkeitsverteilung eines Tragwerks ermöglichen. Die aus der Literatur bekannten Ansätze werden im Folgenden erläutert.

Individuelle Anpassung der Biegesteifigkeiten der einzelnen finiten Elemente

Ein Ansatz zur Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung stellt die separate Anpassung der Biegesteifigkeit (d. h. des Elastizitätsmoduls oder des Flächenträgheitsmoments) jedes einzelnen finiten Elements eines FE-Basismodells dar (Abbildung 6) [Abd12, Sey11, Str10, Gol09, Per09, He06, Fan05]. Zur Modelladaption ist daher für jedes finite Element ein unabhängiger Modellparameter zu definieren, welcher die Biegesteifigkeit des entsprechenden Elements repräsentiert. Aus diesem Vorgehen resultieren zwei wesentliche Nachteile: (1) Eine

feine Diskretisierung des Modells mit entsprechend großer Anzahl finiter Elemente führt zu einer ebenso hohen Anzahl von Modellparametern. (2) Bei der Kalibrierung der Modellparameter sind sprunghafte Unterschiede in den Steifigkeitswerten benachbarter Elemente möglich, was letztendlich zu unrealistischen Steifigkeitsverläufen führen kann (vgl. auch Abbildung 6) [Ung06]. Der Ansatz eignet sich demnach nur eingeschränkt für die Anwendung bei einer Modelladaption.

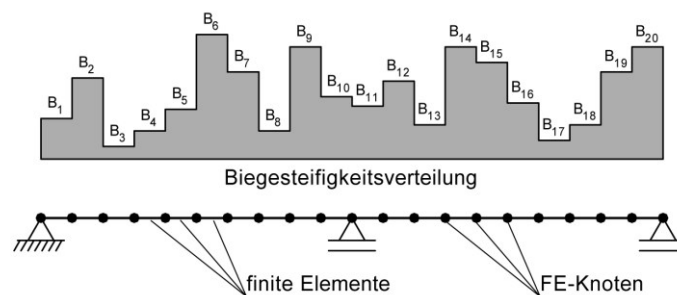


Abbildung 6: Modellierung eines veränderlichen Biegesteifigkeitsverlaufs durch separate Anpassung der Steifigkeit der einzelnen finiten Elemente

Verwendung von Funktionen zur Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung

Ein weitaus effizienterer Ansatz zur Approximation veränderlicher Biegesteifigkeitsverteilungen ist die Definition mathematischer Funktionen und die Verknüpfung dieser mit den Biegesteifigkeiten der finiten Elemente. Auf diese Weise lässt sich die Biegesteifigkeitsverteilung ausschließlich über die Koeffizienten der verwendeten Funktionen und unabhängig von der Diskretisierung des Modells beschreiben. Bei dieser Vorgehensweise repräsentieren die Modellparameter die Koeffizienten der Funktionen, d. h., das Ziel der Modelladaption stellt die Identifikation der Funktionskoeffizienten dar. Durch den Einsatz zweckmäßiger Funktionen lässt sich eine gute Approximationsqualität bei gleichzeitiger Minimierung der Modellparameter erreichen, wodurch letztendlich der Aufwand der Modelladaption reduziert und die Effizienz des Verfahrens gesteigert wird.

Die Verwendung mathematischer Funktionen zur Approximation der veränderlichen Biegesteifigkeitsverteilung eines Stahlbetonträgers wird anhand des bereits zuvor in Abbildung 6 dargestellten aus 20 finiten Balkenelementen bestehenden Modells verdeutlicht. Abbildung 7 zeigt verschiedene Funktionstypen, welche im Folgenden erläutert werden.

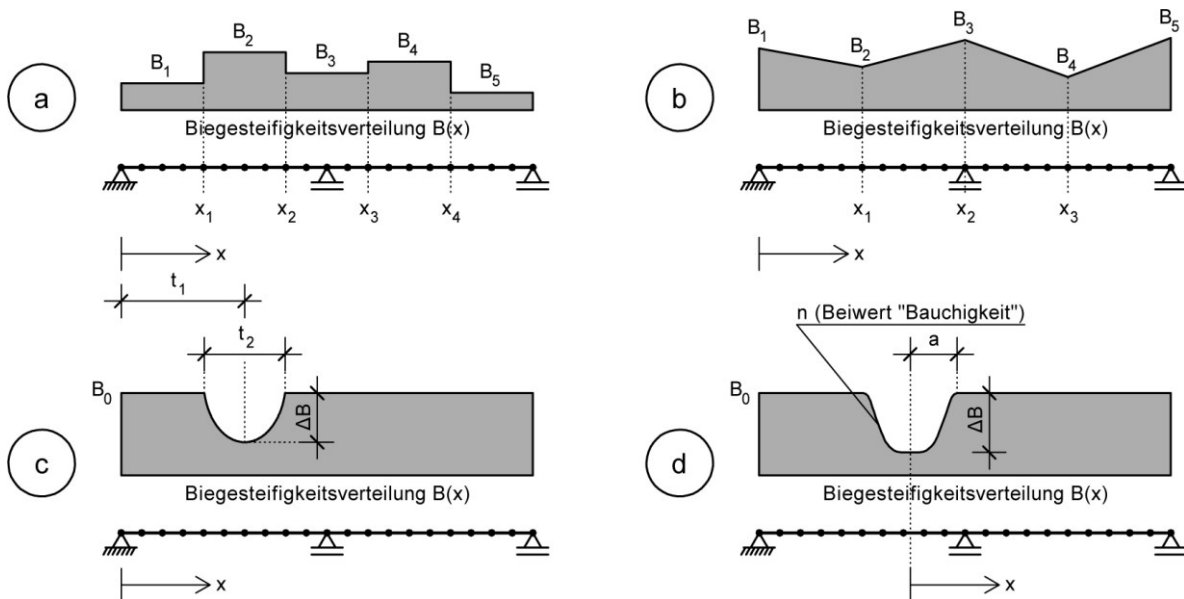


Abbildung 7: Modellierung der Biegesteifigkeitsverteilung von Stahlbetonträgern mit Hilfe mathematischer Funktionen (a: Treppenfunktion, b: Polygonzug, c: quadratische Parabel, d: Kosinusfunktion)

Treppenfunktionen

In Abbildung 7a wird die Biegesteifigkeitsverteilung des Trägers in Längsrichtung mit Hilfe einer Treppenfunktion (abschnittsweise konstante Funktion) modelliert. Im dargestellten Fall wurden äquidistante Abschnitte gewählt, d. h., die Steifigkeitsverteilung des Trägers lässt sich mit fünf Modellparametern B_1 bis B_5 beschreiben:

$$B(x) = \begin{cases} B_1 & : 0 < x \leq x_1 \\ B_2 & : x_1 < x \leq x_2 \\ B_3 & : x_2 < x \leq x_3 \\ B_4 & : x_3 < x \leq x_4 \\ B_5 & : x > x_4 \end{cases} \quad (\text{Gl. 2})$$

mit $B(x)$ = Biegesteifigkeit des Trägers an der Stelle x , B_1 bis B_5 = Biegesteifigkeiten in den einzelnen Abschnitten, x_1 bis x_4 = Übergangsstellen zwischen den Abschnitten.

Die Anwendung von Treppenfunktionen kommt der Bildung von Elementgruppen gleich, wobei sämtliche Elemente einer Gruppe über identische Steifigkeitseigenschaften verfügen. Ähnlich der elementweisen Betrachtung in Abbildung 6 können auch bei Anwendung von Treppenfunktionen sprunghafte Änderungen der Steifigkeiten zwischen benachbarten Abschnitten auftreten. Ein Ansatz auf Grundlage von Treppenfunktionen findet sich z. B. in [Fan08].

Polygonzüge

In Abbildung 7b wird ein Polygonzug (abschnittsweise linear veränderliche Funktion) mit fünf Knoten zur Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung verwendet. Auch hier ergibt sich bei äquidistanter Aufteilung des Trägers eine Funktion, die sich durch fünf Modellparameter B_1 bis B_5 beschreiben lässt:

$$B(x) = \begin{cases} B_1 + \frac{B_2 - B_1}{x_1} \cdot x & : 0 < x \leq x_1 \\ B_2 + \frac{B_3 - B_2}{x_2 - x_1} \cdot (x - x_1) & : x_1 < x \leq x_2 \\ B_3 + \frac{B_4 - B_3}{x_3 - x_2} \cdot (x - x_2) & : x_2 < x \leq x_3 \\ B_4 + \frac{B_5 - B_4}{L - x_3} \cdot (x - x_3) & : x > x_3 \end{cases} \quad (\text{Gl. 3})$$

mit $B(x)$ = Biegesteifigkeit des Trägers an der Stelle x , B_1 bis B_5 = Biegesteifigkeiten an den Trägerenden sowie in den Stützstellen, x_1 bis x_3 = Lage der Stützstellen, L = Trägerlänge.

Polygonzüge weisen zwar Positionsstetigkeit (C_0 -Stetigkeit), in der Regel jedoch keine tangentielle Stetigkeit (C_1 -Stetigkeit) auf. Die Anwendung abschnittsweise linearer Funktionen ist z. B. in [Schn12, Fan08, Teu04] erläutert. Polygonzüge eignen sich zwar besser zur Abbildung veränderlicher Biegesteifigkeitsverläufe als Treppenfunktionen, jedoch ist für eine realitätsnahe Modellierung der Rissbildung von mehrfeldrigen Stahlbetonträgern eine hohe Anzahl von Stützstellen erforderlich, weshalb sich dieser Funktionstyp nur eingeschränkt für die Anwendung zur Identifikation der Biegesteifigkeitsverteilung eignet [Schn12].

Parabelfunktionen

Das in Abbildung 7c dargestellte Konzept dient der Beschreibung eines sich infolge Rissbildung einstellenden Biegesteifigkeitsabfalls bei einem Stahlbetonträger, der durch eine Einzelast beansprucht wird. Die Methode wurde in [Teu05] eingeführt und basiert auf der Abminderung der Biegesteifigkeit des ungerissenen Trägers mit Hilfe einer quadratischen Parabel. Die Biegesteifigkeit an einer beliebigen Stelle des Trägers lässt sich wie folgt berechnen:

$$B(x) = B_0 - \Delta B \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{-4}{t_2^2} x^2 + 8 \frac{t_1}{t_2^2} x + 1 - 4 \frac{t_1^2}{t_2^2} \\ 0 \end{array} \right\} \quad (\text{Gl. 4})$$

mit $B(x)$ = Biegesteifigkeit des Trägers an der Stelle x , B_0 = Ausgangsbiegesteifigkeit des Trägers, ΔB = Maß der Steifigkeitsabminderung, t_1 = Lage des Scheitelpunkts der Parabel, t_2 = Breite der Parabel.

Mit Hilfe der Parabelfunktion lässt sich die Steifigkeitsverteilung eines an einer Stelle gerissenen Trägers mit nur wenigen Modellparametern und in vergleichsweise guter Näherung beschreiben. Jedoch treten in den Randbereichen der Parabel Knicke im Steifigkeitsverlauf auf, welche in der Realität nicht vorhanden sind.

Kosinusfunktion

Der Ansatz in Abbildung 7d ähnelt der in Abbildung 7c gezeigten Methodik, anstelle einer quadratischen Parabel wird jedoch die Kosinusfunktion zur Beschreibung des Steifigkeitsabfalls verwendet [Abd99]. Die Biegesteifigkeit an einer beliebigen Stelle des Trägers berechnet sich dabei zu:

$$B(x) = \begin{cases} B_0 - \Delta B \cdot \cos\left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{x}{a}\right)^n\right] & : \quad 0 < x < a \\ B_0 & : \quad x \geq a \end{cases} \quad (\text{Gl. 5})$$

mit $B(x)$ = Biegesteifigkeit des Trägers an der Stelle x , B_0 = Ausgangsbiegesteifigkeit des Trägers, ΔB = Maß der Steifigkeitsabminderung, a = Breite der Kurve, n = Beiwert für die „Bauchigkeit“ der Kurve.

Die Funktion weist Symmetrie zum Scheitelpunkt auf. Wie auch bei der Verwendung einer Parabelfunktion können bei bestimmten Werten der Koeffizienten Knicke im Steifigkeitsverlauf entstehen, welche tatsächlich jedoch nicht auftreten.

Auswertung

Die Auswertung der in Abbildung 7 dargestellten Ansätze zeigt, dass Funktionen mit nichtlinearem Verlauf ein höheres Potential zur Approximation der tatsächlichen, aus Rissbildung resultierenden Biegesteifigkeitsverteilung von Betontragstrukturen aufweisen als abschnittsweise konstante und linear veränderliche Funktionen. Nichtlineare Funktionen lassen sich darüber hinaus durch eine geringe Anzahl von Parametern beschreiben und führen somit zu einer Verminderung des Rechenaufwands bei der Modelladaption. Jedoch kann es bei Anwendung der o. g. nichtlinearen Funktionen zur Modelladaption unter bestimmten Bedingungen zu tangentialen Unstetigkeiten der Funktionsverläufe kommen, die zu ebenso unstetigen und damit unrealistischen Biegesteifigkeitsverläufen führen können.

2.1.4 Einsatz mathematischer Optimierungsverfahren

Das bei einer FE-Modelladaption zu lösende Parameteridentifikationsproblem stellt ein Optimierungsproblem dar. Im mathematischen Sinn bedeutet *Optimierung* das Auffinden des Minimums (bzw. des Maximums) einer Funktion $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$, welche abhängig ist von n Optimierungsparametern $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ [Wor09]. Diese Funktion wird als *Zielfunktion* bezeichnet und dient der Definition des zu lösenden Optimierungsproblems. Der Raum, der von den Optimierungsparametern aufgespannt wird, stellt den Lösungsraum dar. Im Kontext einer FE-Modelladaption repräsentieren die Optimierungsparameter die zu identifizierenden Modellparameter, während die Zielfunktion den Unterschied zwischen den berechneten Tragwerksreaktionen des FE-Modells und den am tatsächlichen Bauwerk gemessenen Größen beschreibt.

Die Anzahl der möglichen Lösungen einer FE-Modelladaption steigt exponentiell mit der Anzahl der Modellparameter. Daher ist leicht nachvollziehbar, dass eine manuelle Suche nach der optimalen Lösung nur mit erheblichem Aufwand zu bewältigen ist. Eine effiziente Möglichkeit zur Auffindung optimaler Lösungen in komplexen mehrdimensionalen Lösungsräumen stellt der Einsatz von Optimierungsverfahren dar. Optimierungsverfahren lassen sich differenzieren in *deterministische* und *stochastische* Verfahren.

Deterministische (*lokale*) Optimierungsverfahren suchen in der unmittelbaren Umgebung einer gegebenen bzw. bereits gefundenen Lösung nach einer besseren Lösung. Häufig sind diese Verfahren gradientenbasiert, d. h., sie erfordern die Bestimmung der ersten, teilweise auch der zweiten Ableitung der Zielfunktion. Am Beispiel eines Minimierungsproblems dargestellt, folgen gradientenbasierte Verfahren dem Verlauf der Zielfunktion entlang ihres größten Gefälles und führen auf diese Weise sicher zu einem lokalen Tiefpunkt der Funktion. Der gefundene Tiefpunkt stellt jedoch nur dann die globale Lösung des Optimierungsproblems dar, wenn die Zielfunktion konvex ist. Bei nicht-konvexen Zielfunktionen können die Verfahren in schlechten lokalen Minima „steckenbleiben“. Liegen vorab keine Informationen zur Topologie der Zielfunktion vor, so sollte der Optimierungsvorgang mehrmals mit unterschiedlichen Ausgangspunkten wiederholt werden [Law09]. Unter den dabei erreichten Resultaten stellt das beste Ergebnis die Lösung des Optimierungsproblems dar.

Stochastische (*globale*) Optimierungsverfahren verwenden gezielt Zufallsgrößen zur Lösung eines Optimierungsproblems. Die Abläufe stochastischer Optimierungsprozesse sind daher nicht reproduzierbar [Schr10]. Häufig eingesetzte stochastische Optimierungsverfahren sind evolutionäre Algorithmen. Diese verfügen gegenüber deterministischen Methoden über einige entscheidende Vorteile: (1) Die zu untersuchenden Zielfunktionen müssen weder stetig noch differenzierbar sein, was üblicherweise eine größere Flexibilität bei der Definition der Funktionen ermöglicht [ASCE11]. (2) Durch den Einsatz von Zufallsgrößen können evolutionäre Algorithmen aus lokalen Extrema „entkommen“. (3) Evolutionäre Algorithmen beschränken sich nicht auf die Verbesserung einer einzelnen Lösung, sondern suchen gleichzeitig in mehreren Regionen des Lösungsraums [Rot04]. Aus diesen Gründen besitzen evolutionäre Algorithmen ein großes Potential zur globalen Optimierung [Mar10].

Das Optimierungsproblem, welches mit der FE-Modelladaption von Brückenbauwerken verknüpft ist, ist sehr komplex: Zum einen weist der zu untersuchende Lösungsraum aufgrund der großen Anzahl unbekannter (zu optimierender) Parameter eine hohe Dimensionalität auf, zum anderen ist eine funktionale Beschreibung der Zielfunktion einschließlich ihrer Ableitungen häufig nicht bzw. nur mit großem Aufwand möglich [Rap03]. Darüber hinaus kann die Existenz lokaler Extrema nicht ausgeschlossen werden. Die Anwendung traditioneller gradientenbasierter Optimierungsverfahren zur FE-Modelladaption wird daher nicht zuletzt auch wegen der grundlegenden Gefahr des „Steckenbleibens“ in lokalen Extrema als nicht zielführend erachtet. Globale Optimierungsverfahren auf Basis evolutionärer Algorithmen eignen sich dagegen besonders gut zur Lösung von Problemen der Modelladaption und wurden bereits vielfach mit Erfolg im Kontext der Bauwerksüberwachung eingesetzt, siehe z. B. [ASCE11, Zha10, Mer10, Den10, Zhe08, Per06, He06, Cho01].

2.2 Evolutionäre Algorithmen

2.2.1 Grundlagen

Evolutionäre Algorithmen (EA) sind Optimierungsverfahren, die auf der Evolutionstheorie nach Charles Darwin [Dar1859] basieren. Die Evolutionstheorie beschreibt die langsame, jedoch kontinuierliche Anpassung einer Population von Individuen an ihre Umwelt durch die *natürliche Selektion* (*Survival of the Fittest*). Ihre wesentlichen Elemente lauten:

- Die Individuen einer Population unterscheiden sich in ihren Merkmalen geringfügig voneinander (*Variation*).
- Die Individuen einer Population pflanzen sich stärker fort, als zur Erhaltung ihrer Art erforderlich wäre (*Reproduktion*).
- Durch den starken Fortpflanzungstrieb entsteht ein Wettbewerb um die nur in begrenztem Umfang vorhandenen Ressourcen (z. B. Nahrung, Lebensraum, Geschlechtspartner). Dieser Wettbewerb erzeugt einen Selektionsdruck, der wiederum zu einer Anpassung der Individuen führt. Die Individuen, die aufgrund ihrer Merkmale am besten an die vorherrschenden Umweltbedingungen angepasst sind, verfügen über eine erhöhte Überlebenswahrscheinlichkeit und können sich daher häufiger fortpflanzen als schlechter angepasste Exemplare (*Selektion*).
- Bei der Fortpflanzung geben die Individuen ihre Merkmale an die nachfolgende Generation weiter (*Vererbung*).

Darwin wusste zwar, dass Variabilität und Vererbung existieren, konnte jedoch die ihnen zugrunde liegenden Prinzipien nicht erklären. Dies war erst im 20. Jahrhundert mit der Erforschung der Genetik möglich. Die Genetik unterscheidet *Genotyp* und *Phänotyp*. Während der Genotyp den genetischen Code und damit die Erbinformationen eines Individuums repräsentiert, beschreibt der Phänotyp sein tatsächliches Erscheinungsbild. Der Phänotyp entwickelt sich auf der Grundlage des Genotyps, wird darüber hinaus jedoch ebenso von seiner Umwelt geprägt. Die Evolution wirkt im Wesentlichen auf den Genpool, d. h. auf die Gesamtheit der Genotypen einer Population. Die Mechanismen, die die evolutionären Veränderungen hervorrufen, werden als *Evolutionsfaktoren* bezeichnet. Die drei Evolutionsfaktoren, die insbesonde-

re im Zusammenhang mit EA stehen, sind die bereits oben genannte *Selektion*, die *Rekombination*, d. h. die Vermischung des Erbgutes zweier Eltern durch geschlechtliche Fortpflanzung, und die *Mutation*, d. h. die zufallsbedingte Veränderung des Erbgutes einzelner Individuen.

EA adaptieren die biologischen Evolutionsmechanismen zur Lösung mathematischer Optimierungsprobleme. In Analogie zum natürlichen Vorbild erfolgt die Optimierung auf Grundlage einer Population von Individuen, wobei jedes Individuum eine mögliche Lösung des Optimierungsproblems darstellt. Die Verbesserung der Individuen hinsichtlich ihrer Anpasstheit an die Optimierungsbedingungen (Umwelt) erfolgt durch die Simulation der Evolutionsfaktoren. Im Rahmen des Optimierungsprozesses werden wiederholt neue Generationen von Individuen erzeugt, bis ein Ergebnis einer bestimmten geforderten Qualität vorliegt.

2.2.2 Repräsentation der Individuen

Die Anwendung evolutionärer Algorithmen erfordert die Definition einer geeigneten Form zur Repräsentation der Genotypen. Die Repräsentationsform hat wesentlichen Einfluss auf den Optimierungsprozess und die Effizienz des Verfahrens [Pul12]. Im Hinblick auf die zugrunde liegende Repräsentationsform lassen sich die folgenden klassischen EA-Varianten unterscheiden:

- *Genetische Algorithmen* (GA), eingeführt von Holland [Hol75], basieren auf einer Repräsentation der Individuen durch binäre Strings mit fester Länge.
- *Evolutionsstrategien* (ES), entwickelt von Rechenberg und Schwefel [Rec73, Schw95], nutzen eine Repräsentationsform auf Grundlage reell codierter Vektoren.
- Die *evolutionäre Programmierung* (EP), welche auf Fogel [Fog66] zurückgeführt wird, diente ursprünglich der Entwicklung *endlicher Automaten*³ und verzichtet dabei auf eine genotypische Abbildung der Lösungskandidaten (phänotypischer Ansatz).

³ Ein *endlicher Automat* ist ein Modell der Automatentheorie zur Beschreibung von Aktionen, Zuständen und Zustandsübergängen [Pul12].

- Die *genetische Programmierung* (GP), die von Koza [Koz92, Koz94] zur Entwicklung von Computerprogrammen hervorgebracht wurde, verwendet Baumstrukturen zur Repräsentation der Lösungskandidaten (siehe Kapitel 2.2.4).

Um die im Rahmen des evolutionären Prozesses erzeugten Genotypen interpretieren und diese hinsichtlich ihrer Angepasstheit bewerten zu können, ist eine der gewählten Darstellungsform angepasste *Dekodierungsvorschrift* zu entwickeln. Mit dieser Dekodierungsvorschrift wird die Umwandlung der Genotypen in die entsprechenden Phänotypen vorgenommen (siehe Abbildung 8).

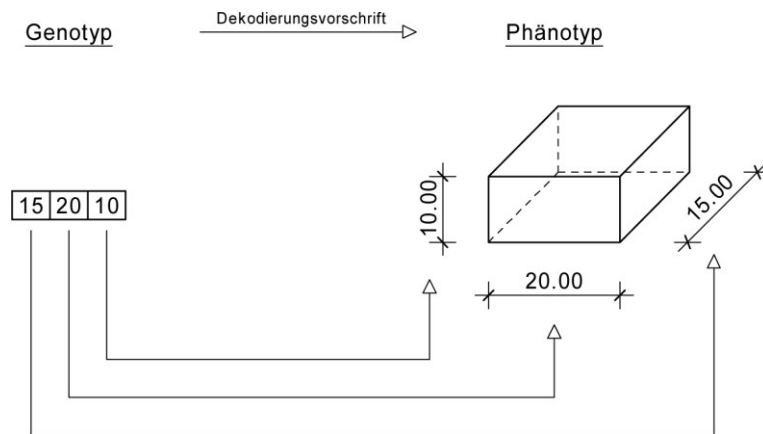


Abbildung 8: Dekodierung am Beispiel eines Quaders – der Genotyp wird durch einen dreistelligen reell codierten String repräsentiert

2.2.3 Ablauf bei der Anwendung evolutionärer Algorithmen

Der Ablauf bei der Anwendung evolutionärer Algorithmen ist in Abbildung 9 dargestellt. Die Erläuterung der einzelnen Schritte erfolgt im Anschluss.

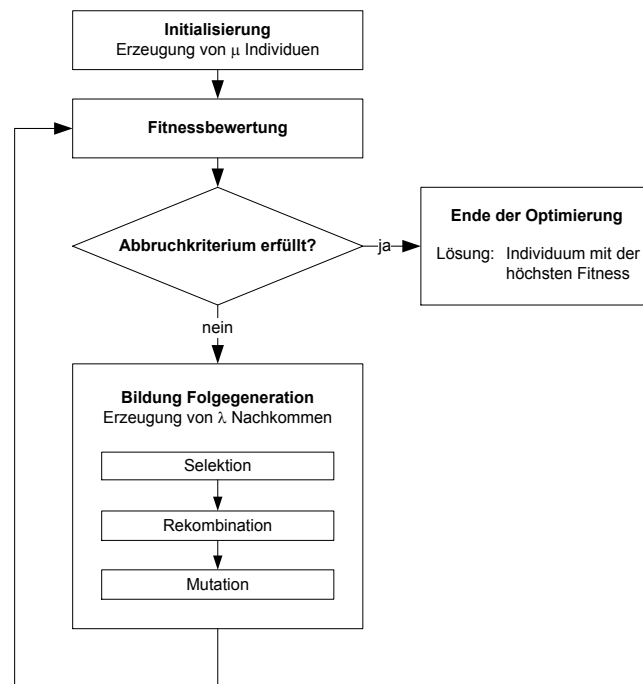


Abbildung 9: Ablauf einer Optimierung mit evolutionären Algorithmen

Initialisierung

Die Initialisierung bezeichnet die Erzeugung der Ausgangspopulation, d. h. der ersten Generation von μ Individuen. Die Ausprägungen der Individuen werden dabei häufig auf Grundlage normalverteilter Zufallszahlen generiert, wodurch die Diversität der Population, d. h. die Vielfalt, sichergestellt wird.

Fitnessbewertung

Im Rahmen der Fitnessbewertung wird die Fitness der μ Individuen der aktuellen Generation ermittelt. Die Fitness repräsentiert die Anpasstheit eines Individuums an seine Umwelt und stellt damit das Maß für die Qualität der entsprechenden Lösung in Bezug auf die Optimierungsaufgabe dar. In der Regel erfolgt die Fitnessbewertung anhand der Phänotypen der Individuen.

Der Fitnesswert eines Individuums f_i berechnet sich mit Hilfe einer Fitnessfunktion, welche der Zielfunktion des Optimierungsproblems entspricht. Ziel eines Optimierungsprozesses unter Verwendung evolutionärer Algorithmen ist in der Regel die Maximierung der Fitness der Individuen:

$$f_i \rightarrow \max \quad (\text{Gl. 6})$$

Abbruchkriterium

Der Optimierungsprozess wird abgebrochen, sobald ein entsprechendes Abbruchkriterium vorliegt. Abbruchkriterien können z. B. eine bestimmte Fitness oder eine bestimmte Populationsgröße bzw. Generationenanzahl sein. Ebenfalls möglich ist der Abbruch der Optimierung, falls über eine bestimmte Anzahl von Generationen keine weitere Verbesserung der Lösungen mehr festgestellt werden kann. Das Individuum, welches zum Zeitpunkt des Abbruchs den größten Fitnesswert aufweist, stellt die Lösung des Optimierungsproblems dar.

Bildung von Folgegenerationen

Folgegenerationen von λ Individuen werden durch die Anwendung der genetischen Operatoren auf die genotypischen Repräsentationen der μ Elternindividuen gebildet.

Selektion

Bei der Selektion werden ein oder mehrere Elternindividuen zur Erzeugung von Nachkommen ausgewählt. Zur Herstellung eines Selektionsdrucks werden besser angepasste Individuen mit höherer Wahrscheinlichkeit selektiert als schlechter angepasste Exemplare. Das am häufigsten verwendete Selektionsverfahren ist die Rouletteselection [Pul12]. Dabei wird jedem Individuum einer Elterngeneration ein Sektor auf einem Rouletterad zugeordnet, dessen Größe sich proportional zur Fitness des ihm zugewiesenen Individuums verhält, d. h., je größer die Fitness des Individuums ist, desto größer ist der ihm entsprechende Sektor. Die Selektion eines Individuums erfolgt durch Drehen des Rouletterades.

Das prinzipielle Vorgehen ist anhand eines Beispiels in Abbildung 10 dargestellt. Die betrachtete Generation besteht aus vier Individuen Ind_1 bis Ind_4 , welche über Fitnesswerte von $f_1 = 3,08$, $f_2 = 1,66$, $f_3 = 0,74$ und $f_4 = 0,16$ verfügen. Die Summe aller Fitnesswerte beträgt damit:

$$f_{ges} = \sum_{i=1}^4 f_i = 3,08 + 1,66 + 0,74 + 0,16 = 5,64 \quad (\text{Gl. 7})$$

Der Winkel des Sektors, der dem Individuum Ind_1 zugewiesen wird, berechnet sich aus dem Verhältnis des Fitnesswertes f_1 zur Summe aller Fitnesswerte f_{ges} :

$$\alpha_1 = \frac{f_1}{f_{ges}} \cdot 360^\circ = \frac{3,08}{5,64} \cdot 360^\circ = 196,6^\circ \quad (\text{Gl. 8})$$

Die Winkel der übrigen Sektoren werden analog ermittelt.

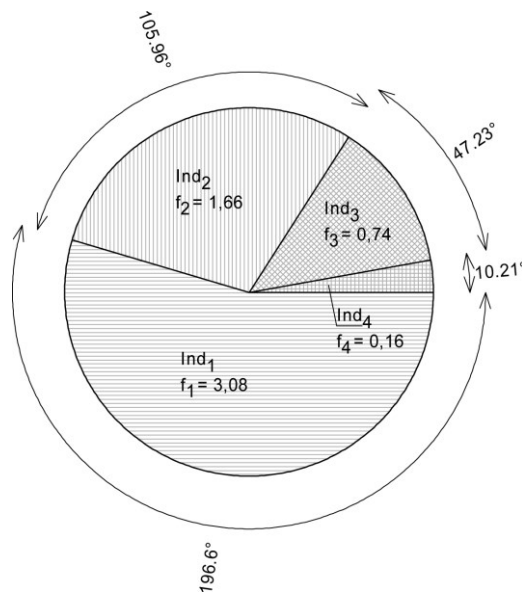


Abbildung 10: Verteilung der Individuen auf dem Rouletterad (Roulette Selektion)

Rekombination

Bei der Rekombination, dem Analogon zur geschlechtlichen Fortpflanzung, werden die Erbinformationen selektierter Elternindividuen durchmischt und auf die Nachkommen übertragen. Dadurch werden die Eigenschaften der Eltern an die nachfolgende Generation vererbt.

Die Art, mit der die Durchmischung der Erbinformationen erfolgt, ist in starkem Maße abhängig von der Repräsentationsform der Individuen. Während die Chromosomen binär codierter Individuen an zufällig gewählten Positionen zerteilt, vertauscht und neu zusammengefügt werden (siehe Abbildung 11 links), wird die Rekombination bei reell codierten Genotypen häufig durch Mittelwertbildung umgesetzt (siehe Abbildung 11 rechts). Die Rekombination baumartiger Genotypen, wie sie bei der genetischen Programmierung auftreten, wird in Kapitel 2.2.4 erläutert.

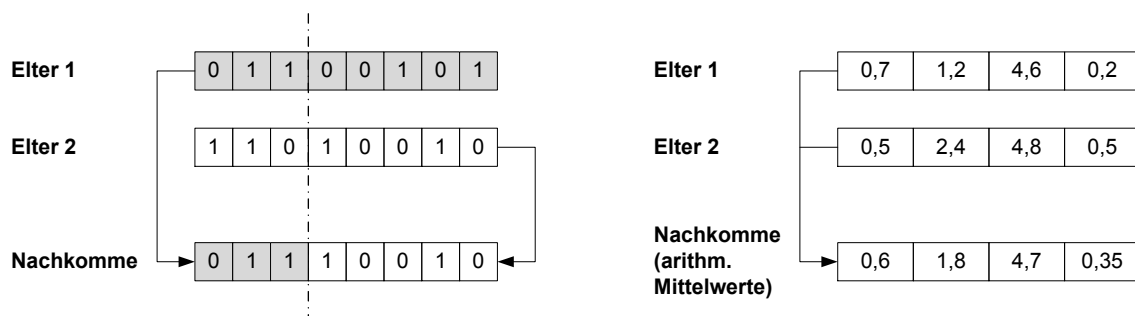


Abbildung 11: Rekombination binär (links) und reell codierter Genotypen (rechts)

Mutation

Bei der Mutation werden ausgewählte Erbinformationen einzelner Nachkommen verändert. Sowohl die Auswahl der Erbinformationen als auch deren Veränderungen erfolgen zufällig. Das Ausmaß der Veränderungen kann dabei von nur geringfügigen Modifikationen bis hin zur Erzeugung gänzlich neuer Teile des Chromosoms reichen.

Die Mutation binär codierter Genotypen geschieht in der Regel durch Negieren eines bzw. mehrerer Bits (siehe Abbildung 12 links). Die Parameter reell codierter Genotypen werden

unter Verwendung von Zufallszahlen mutiert, welche zum ursprünglichen Wert des Parameters addiert bzw. von diesem subtrahiert werden (siehe Abbildung 12 rechts). Die Stärke der Veränderungen kann dabei durch die Vorgabe des Intervalls, dem die Zufallszahlen entstammen, sowie die Art der Verteilung (gleichverteilte oder normalverteilte Zufallszahlen) gesteuert werden.

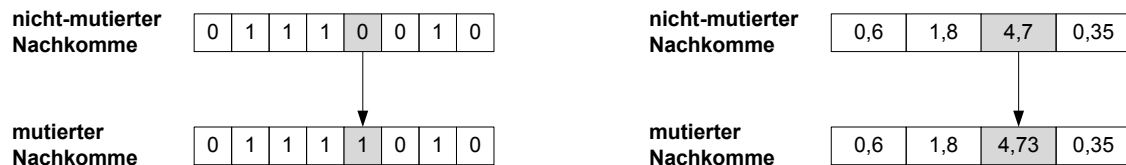


Abbildung 12: Mutation binär (links) und reell codierter (rechts) Individuen

Exploration und Exploitation

Der Optimierungsprozess unter Anwendung evolutionärer Algorithmen lässt sich in zwei Phasen unterteilen (Abbildung 13).

In der ersten Phase – der *Explorationsphase* – erfolgt die weitläufige Untersuchung des Lösungsraums. Dabei wird die Oberfläche der Fitnessfunktion (*Fitnessgebirge*, *Fitnesslandschaft*) stichprobenartig abgetastet und Regionen des Lösungsraums identifiziert, in denen sich gute Lösungen befinden. Zur Exploration ist eine hohe Diversität innerhalb der Population förderlich, was durch das Ausüben eines niedrigen Selektionsdrucks und den gleichzeitigen intensiven Einsatz des Rekombinations- und Mutationsoperators zur Erzeugung umfangreicher genetischer Veränderungen sichergestellt werden kann.

In der zweiten Phase – der *Exploitationsphase* – erfolgt die Feinabstimmung, bei der in der Nähe von guten Lösungen, die im Rahmen der Explorationsphase identifiziert wurden, nach noch besseren Lösungen gesucht wird. Dazu sollte die Diversität reduziert werden, indem der Selektionsdruck erhöht wird und nur geringfügige Veränderungen durch Rekombination und Mutation hervorgerufen werden.

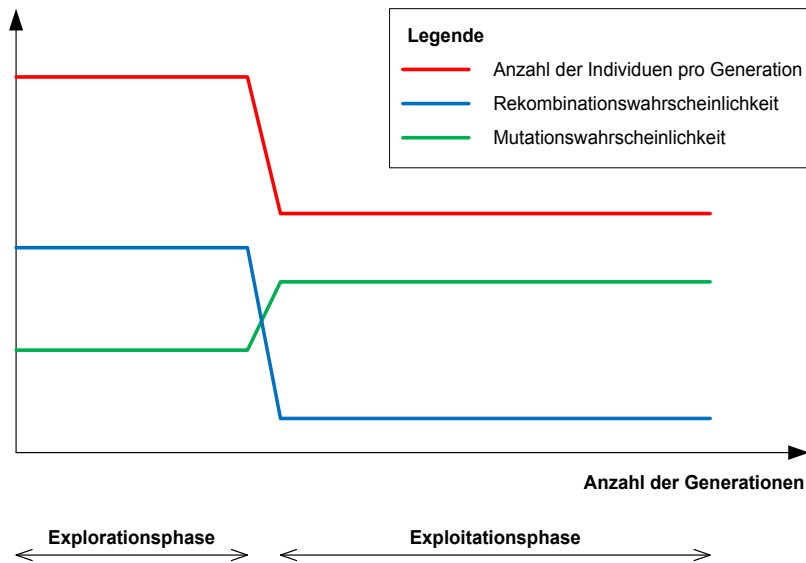


Abbildung 13: Explorations- und Exploitationsphase

Der Zeitpunkt des Übergangs zwischen den beiden Phasen kann sowohl in Abhängigkeit von der Generationenanzahl als auch von der Fitnessentwicklung der Individuen festgelegt werden. Der Übergang muss darüber hinaus nicht plötzlich erfolgen, sondern kann sich auch über eine größere Anzahl von Generationen erstrecken.

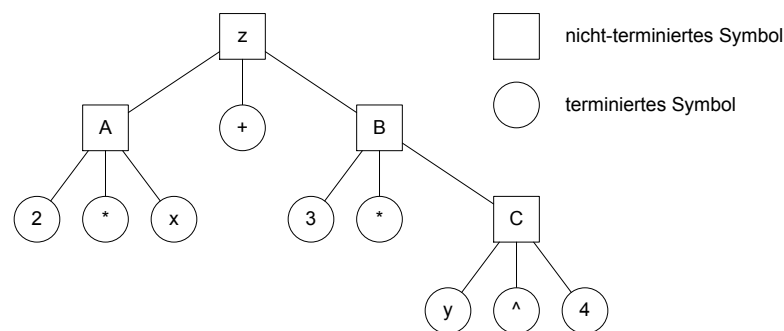
2.2.4 Genetische Programmierung

Die genetische Programmierung (GP) basiert auf der Vorstellung, Computer Probleme lösen zu lassen, ohne diese explizit darauf zu programmieren [Koz92]. Bei der Anwendung der GP werden programmähnliche Strukturen entwickelt, die zu einer bestimmten Eingabe eine gewünschte Ausgabe produzieren. Die Entwicklung der Programme erfolgt im Rahmen eines evolutionären Optimierungsprozesses, in dem die Programme als Individuen behandelt werden.

Repräsentation der Individuen

Der wesentliche Unterschied zwischen der GP und den übrigen EA-Varianten GA, ES und EP (siehe Kapitel 2.2.2) besteht in der Repräsentationsform der Individuen. Bei der GP werden die Individuen nicht durch binär oder reell codierte Strings mit fester Länge abgebildet, sondern durch flexible *Ableitungsbäume* (*Parse-Bäume*) mit variabler Struktur. Diese Flexibilität erlaubt einen äußerst vielseitigen Einsatz der GP zur Lösung komplexer Optimierungsprobleme.

Ein Ableitungsbaum umfasst sogenannte *nicht-terminierte* und *terminierte* Symbole. Nicht-terminierte Symbole repräsentieren die Knoten, terminierte Symbole die Blätter. Ein Beispiel für einen Ableitungsbaum zur Repräsentation einer mathematischen Formel zeigt Abbildung 14.



$$z = A + B = 2 \cdot x + 3 \cdot C = 2 \cdot x + 3 \cdot y^4$$

Abbildung 14: Ableitungsbaum zur Repräsentation einer mathematischen Formel

Rekombination

Die Rekombination erfolgt in der GP durch den Austausch von Teilbäumen der selektierten Elternindividuen. Im Beispiel in Abbildung 15 wurden Elter 1 und Elter 2 zu einem Nachkommen rekombiniert. Der Nachkomme entspricht Elter 1, wobei jedoch das Symbol „C“ durch das Symbol „B“ des Elters 2 einschließlich sämtlicher damit verbundener Symbole ausgetauscht wurde.

Mutation

Bei der regulären Mutation eines GP-Individuums wird zufällig ein Symbol des Ableitungsbaums ausgewählt, einschließlich des daran anschließenden Teilbaums gelöscht und im Anschluss zufällig neu erzeugt. Abbildung 16 zeigt ein Beispiel für die Mutation des Symbols „B“. Die Veränderungen, die durch eine Mutation herbeigeführt werden, sind im Wesentlichen abhängig von der Lage des ausgewählten Symbols im Ableitungsbaum und der Länge des bei dem ausgewählten Symbol beginnenden Teilbaums: Die Mutation des Symbols „B“ in Abbildung 16 hat beispielsweise weitreichendere Auswirkungen als eine Mutation der Symbole „A“ oder „C“.

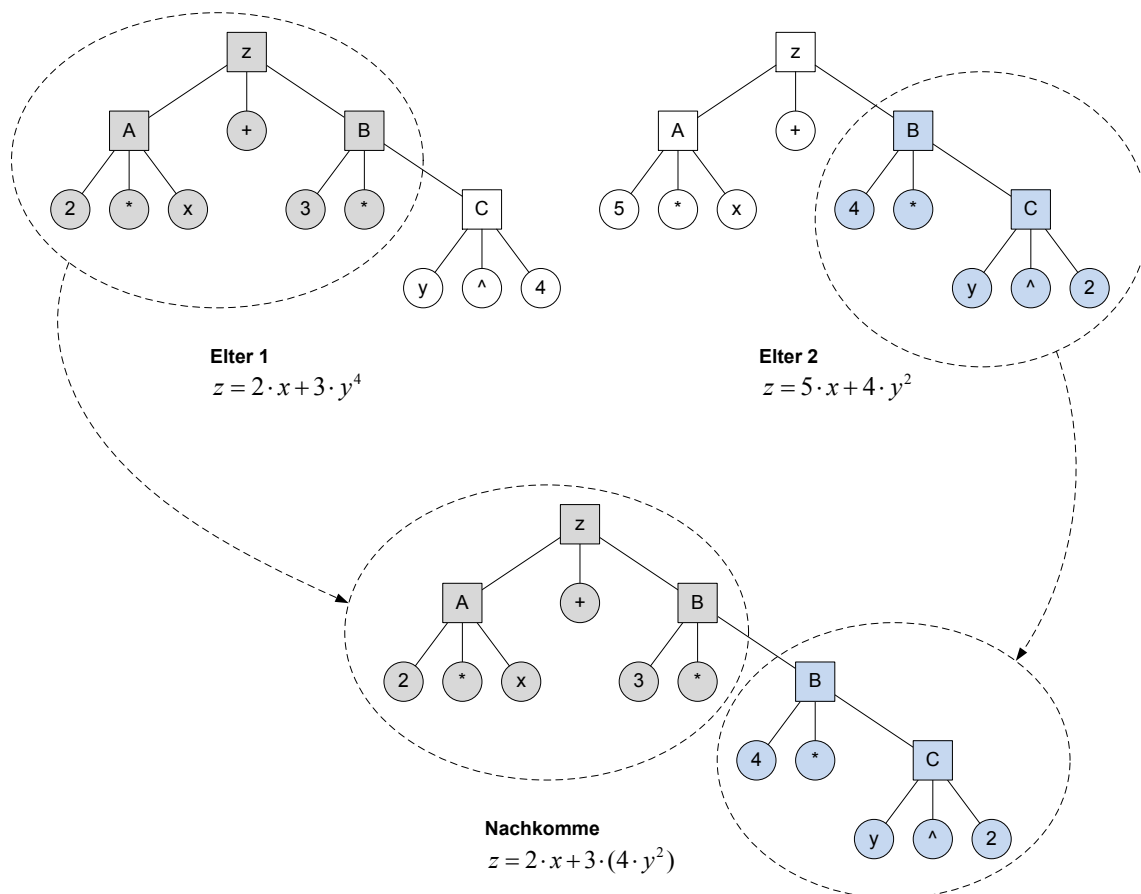
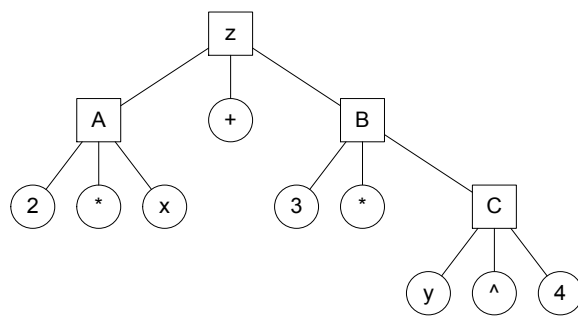
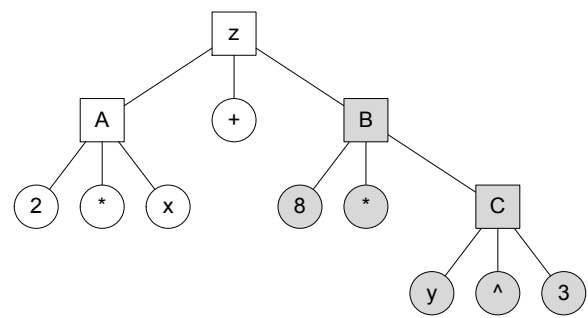


Abbildung 15: Rekombination bei der GP



nicht-mutierter Nachkomme

$$z = 2 \cdot x + 3 \cdot y^4$$



mutierter Nachkomme

$$z = 2 \cdot x + 8 \cdot y^3$$

Abbildung 16: Mutation bei der GP

3 Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung

3.1 Konzept

Das vorgestellte Verfahren zur Strukturidentifikation von Tragwerken des Massivbrückenbaus basiert auf der Messung und Analyse von Verformungsgrößen, welche im Rahmen einer Dauerüberwachung erfasst werden. Im Gegensatz zu herkömmlichen auf Belastungsversuchen basierenden Verfahren werden dabei keine zuvor definierten statischen oder quasi-statischen Versuchslasten verwendet, um eine Verformung des Tragwerks hervorzurufen. Stattdessen erfolgt die Belastung durch die Fahrzeuge des Güterverkehrs, welche die Brücke im Zuge der planmäßigen Nutzung befahren. Ein Fahrzeug, das sich auf einer Brücke befindet, stellt für das Tragwerk einen Belastungszustand dar, der durch die Achslasten, die Achsabstände sowie die Position des Fahrzeugs auf der Brücke beschrieben wird. Dieser Belastungszustand verursacht einen entsprechenden Verformungszustand (siehe Abbildung 17).

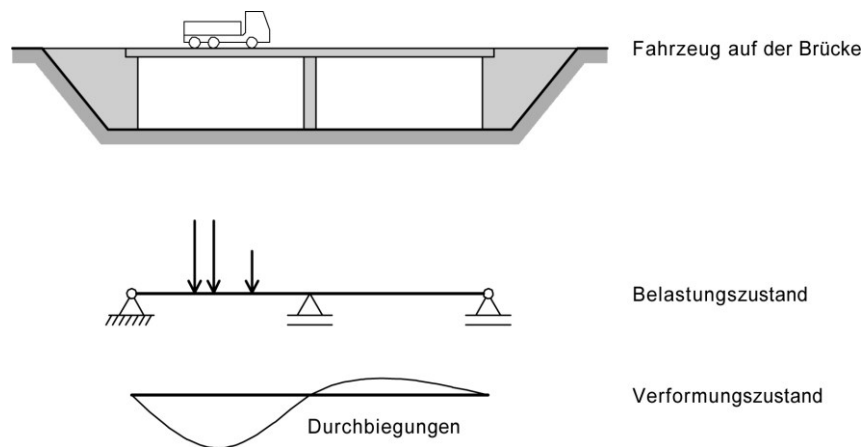


Abbildung 17: Durch ein Fahrzeug hervorgerufener Belastungs- und Verformungszustand einer Brücke (qualitativ)

Die als Versuchslasten herangezogenen Fahrzeuge befinden sich in Bewegung, wodurch eine kontinuierliche Veränderung des Belastungs- und Verformungszustands des Bauwerks stattfindet. Mit Hilfe eines Sensornetzes werden die kontinuierlichen Verläufe der Verformungsgrößen zu den Messzeitpunkten in zeitdiskrete Signale überführt. Dabei wird eine Folge von Momentaufnahmen (*Snapshots*) erzeugt, deren zeitliche Auflösung von der Abtastfrequenz der Sensoren abhängt.

Zur Erläuterung ist in Abbildung 18 eine zweifeldrige Brücke mit Spannweiten von je 40 m dargestellt, die in Feldmitte des linken Feldes mit einem Messaufnehmer zur Durchbiegungsmessung ausgerüstet ist. Zu einem Messzeitpunkt $t_0 = 0$ s befährt (zufällig) ein Fahrzeug die Brücke. Das Fahrzeug bewegt sich mit einer konstanten Geschwindigkeit von $v = 20$ m/s von links nach rechts. Die Abtastfrequenz des Sensors beträgt $f = 1$ Hz, d. h., pro Sekunde wird ein Messwert erfasst. Zu den darauffolgenden Messzeitpunkten $t_1 = 1$ s, $t_2 = 2$ s und $t_3 = 3$ s hat das Fahrzeug Wegstrecken von jeweils 20 m, 40 m und 60 m zurückgelegt und befindet sich dabei jeweils in Feldmitte des linken Feldes, über der Mittelstütze und in Feldmitte des rechten Feldes. Zum Messzeitpunkt $t_4 = 4$ s verlässt das Fahrzeug die Brücke wieder. In Abbildung 19 sind der zeitkontinuierliche (tatsächliche) Verlauf der Durchbiegungen während der Fahrzeugüberfahrt sowie die zeitdiskret erfassten Sensorsignale dargestellt.

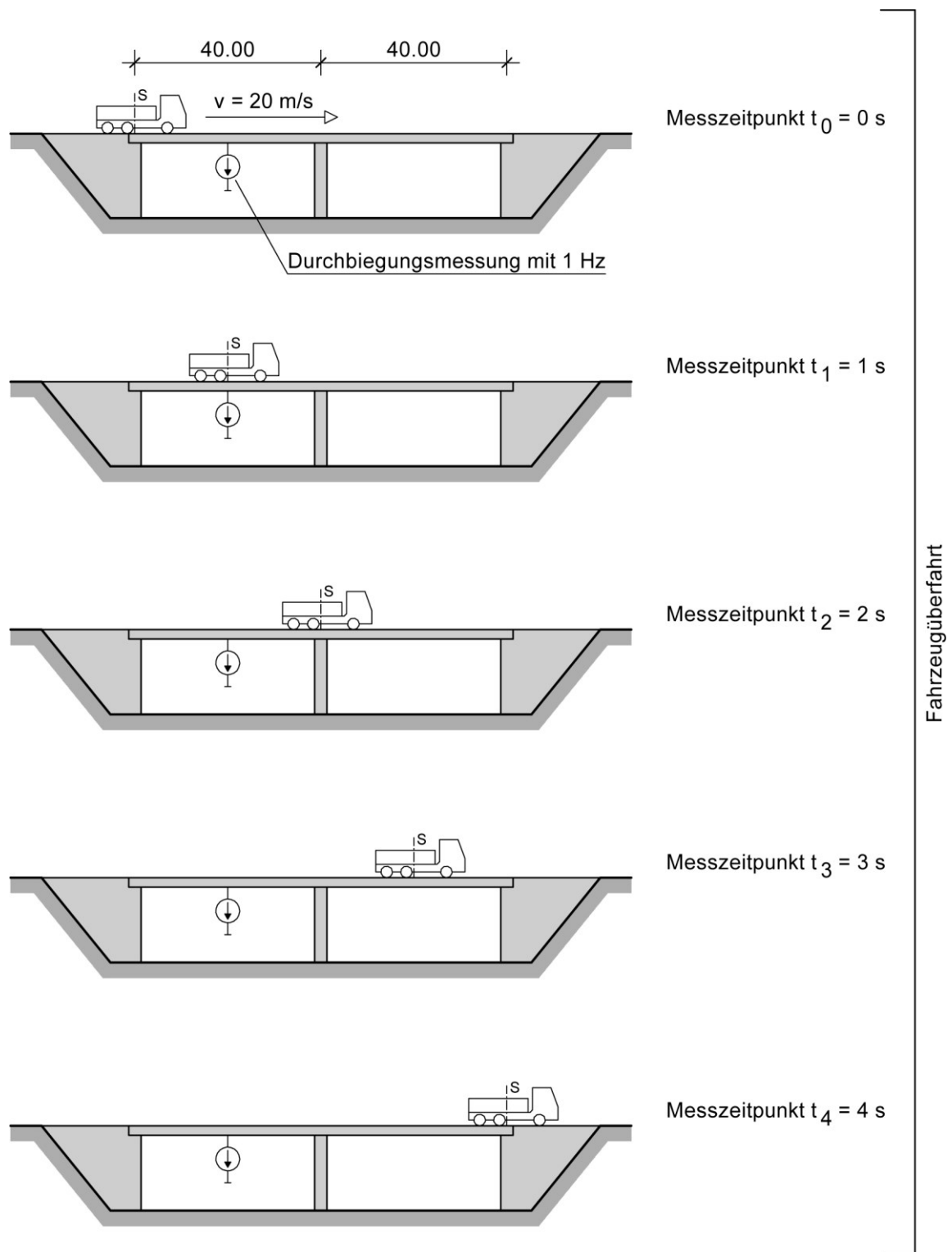


Abbildung 18: Bewegung eines Fahrzeugs über eine Brücke

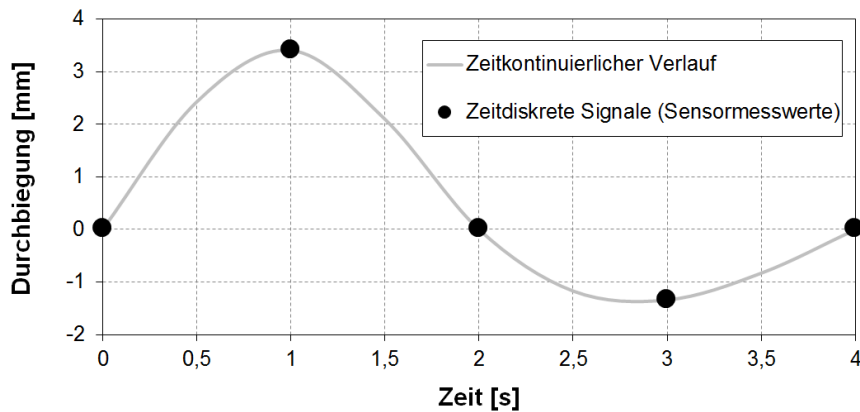


Abbildung 19: Durchbiegungen in Feldmitte des linken Feldes während der Fahrzeugüberfahrt (Abbildung 18)

Die Momentaufnahmen zu den einzelnen Messzeitpunkten sind interpretierbar als einzelne zeitlich aufeinanderfolgende Belastungsversuche, bei denen das Fahrzeug als Versuchslast an den entsprechenden Positionen auf dem Bauwerk platziert wird. Dieser Betrachtungsweise zufolge lässt sich zu jedem Messzeitpunkt eine Modelladaption durchführen, bei der die Tragwerkeigenschaften des Bauwerks identifiziert werden. Im Vergleich zu herkömmlichen verformungsbasierten Verfahren zur Strukturidentifikation, die auf der Durchführung von Belastungsversuchen beruhen, ergeben sich bei einer Strukturidentifikation, welche auf Grundlage einer Dauerüberwachung durchgeführt wird, die folgenden Besonderheiten (siehe auch Tabelle 1):

- **Größe der Versuchslasten** – Die Versuchslasten werden durch die Fahrzeuge des Güterverkehrs repräsentiert. Die Gewichte der Fahrzeuge sind unbekannt.
- **Position der Versuchslasten** – Die als Versuchslasten verwendeten Fahrzeuge befinden sich in Bewegung und können ihre Fahrgeschwindigkeit während der Überfahrt verändern. Die Positionen der Versuchslasten zu den einzelnen Messzeitpunkten sind daher unbekannt.
- **Anzahl der Versuchslasten** – Zu einem Messzeitpunkt können sich mehrere Fahrzeuge auf der Brücke befinden.

- **Umweltbedingungen** – Während einer Dauerüberwachung muss mit unregelmäßig auftretenden extremen Umweltbedingungen, d. h. hohen Temperatureinwirkungen sowie ungünstigen Windverhältnissen, gerechnet werden.
- **Tragwerksschwingungen** – Durch die Fahrzeugbewegungen und die Unebenheiten der Fahrbahnoberfläche werden die Tragwerke zu Schwingungen angeregt, sodass die gemessenen Verformungsgrößen neben einem statischen auch einen dynamischen Anteil enthalten.

Aufgrund dieser Besonderheiten können verfügbare Ansätze zur Modelladaption nicht ohne entsprechende Modifikationen und Weiterentwicklungen zur Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung eingesetzt werden. Diesbezüglich wurden die folgenden Lösungsansätze erarbeitet (siehe auch Tabelle 1):

- **Größe der Versuchslasten** – Die Gewichte der Fahrzeuge werden entweder durch direkte Messung oder durch Lastidentifikation bestimmt, sobald die Fahrzeuge auf die Brücke auffahren. Demzufolge können die Fahrzeuggewichte bei der Modelladaption als bekannt vorausgesetzt werden. Betrachtet werden ausschließlich solche Messzeitpunkte, zu denen sich Fahrzeuge mit ausreichend hohem Fahrzeuggewicht auf der Brücke befinden, sodass sich zuverlässig mess- und interpretierbare Tragwerksverformungen einstellen. Dieses Fahrzeuggewicht wird im Folgenden als *relevantes Fahrzeuggewicht* bezeichnet. Auswertungen hinsichtlich der erforderlichen Größe des relevanten Fahrzeuggewichts sind in Kapitel 3.2 enthalten.
- **Position der Versuchslasten** – Die Position der Fahrzeuge in Brückenlängsrichtung wird gleichzeitig mit den Tragwerkseigenschaften im Rahmen der Modelladaption bestimmt. Dazu werden bei der Erstellung des FE-Basismodells entsprechende Modellparameter definiert. Die als Versuchslasten verwendeten Güterfahrzeuge weisen aufgrund ihres hohen Gewichts ein vergleichsweise träges Fahrverhalten auf, weshalb Spurwechsel während ihrer Brückenüberfahrt als unwahrscheinlich erachtet werden. Aus diesem Grunde wird auf eine Adaption der Fahrzeugposition in Brückenquerrichtung verzichtet.
- **Anzahl der Versuchslasten** – Mit zunehmender Anzahl von Fahrzeugen auf der Brücke steigt gleichermaßen die erforderliche Anzahl der Modellparameter sowie die Dimensionalität des Lösungsraums, der bei der Modelladaption zu untersuchen ist. Um die Komplexi-

tät des mit der Modelladaption verknüpften Optimierungsproblems nicht unnötig zu erhöhen, werden ausschließlich solche Messzeitpunkte betrachtet, zu denen sich nur ein einzelnes Fahrzeug mit relevantem Gewicht auf der Brücke befindet. Die Anzahl der Fahrzeuge auf der Brücke wird durch die Einbindung von Systemen zur Fahrzeugkennzeichenerfassung bestimmt. Das Verfahren und die Messsysteme werden eingehend in den Kapiteln 3.5.1 und 3.5.2 erläutert.

- **Umweltbedingungen** – Temperaturbeanspruchungen führen bei statisch unbestimmt gelagerten Brückenbauwerken zu Zwangsschnittgrößen, welche die durch den Fahrzeugverkehr hervorgerufenen Schnittgrößen deutlich übertreffen können [ICE98]. Bei ungünstigen Windverhältnissen können Brückenbauwerke darüber hinaus zu Schwingungen angeregt werden, welche aufgrund der unregelmäßig auftretenden Windböen von eher zufälligem Charakter sind. Um die Auswirkungen der Umweltbedingungen auf die erfassten Tragwerksreaktionen zu minimieren, wird eine Modelladaption ausschließlich zu solchen Zeitpunkten durchgeführt, zu denen keine extremen Temperatur- und Windverhältnisse herrschen (siehe Kapitel 3.5.1).
- **Tragwerksschwingungen** – Die Ermittlung der statischen Anteile in den erfassten Messdaten erfolgt durch den Einsatz geeigneter Filteralgorithmen, mit denen die dynamischen Anteile der Tragwerksverformungen weitgehend entfernt werden.

Das diesem Konzept entsprechende inverse Problem der Modelladaption ist (in Anlehnung an die Darstellung in Abbildung 4) in Abbildung 20 dargestellt.

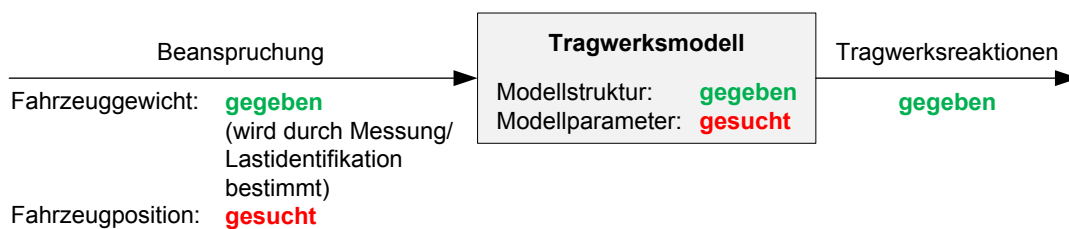


Abbildung 20: Bei einer Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung zu lösendes inverses Problem der Modelladaption

Tabelle 1: Vergleich zwischen einer herkömmlichen Strukturidentifikation und einer Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung

Kriterium	Herkömmliche Strukturidentifikation auf Grundlage von Belastungsversuchen	Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung	Lösungsansatz
Größe der Versuchslasten	Bekannt (beliebig definierbar)	Unbekannt	Fahrzeuggewichte werden bei Auffahrt der Fahrzeuge auf die Brücke bestimmt und können daher für die anschließende Modelladaption als bekannt vorausgesetzt werden. Es werden ausschließlich Fahrzeuge mit relevantem Fahrzeuggewicht betrachtet.
Position der Versuchslasten	Bekannt (beliebig definierbar)	Unbekannt	Positionen der Fahrzeuge werden im Rahmen der Modelladaption bestimmt
Anzahl der Versuchslasten	Bekannt (beliebig definierbar)	Unbekannt	Es werden ausschließlich Messzeitpunkte berücksichtigt, zu denen sich nur ein einzelnes Fahrzeug auf der Brücke befindet. Die Anzahl der Fahrzeuge wird mit Systemen zur Fahrzeugkennzeichenerfassung bestimmt (siehe Kapitel 3.5.1 und 3.5.2).
Umweltbedingungen	Einfluss kann durch Wahl eines geeigneten Versuchszeitpunkts (z. B. nachts) minimiert werden	Unbekannt	Es werden ausschließlich Messzeitpunkte berücksichtigt, zu denen keine extremen Umweltbedingungen herrschen (siehe Kapitel 3.5.1)
Tragwerksschwingungen	Einfluss gering, da die Fahrzeuge auf dem Bauwerk abgestellt werden und sich das Bauwerk in Ruhe befindet	Fahrzeuge befinden sich in Bewegung und regen das Bauwerk zu Schwingungen an	Entfernung der dynamischen Anteile in den Tragwerksverformungen durch Einsatz geeigneter Filteralgorithmen

Zur Lösung des Optimierungsproblems, welches mit der FE-Modelladaption von Brückenbauwerken verknüpft ist, kommt wegen der in Kapitel 2.1.4 genannten Bedingungen sowie der Eigenschaften des Lösungsraums und der Zielfunktion ein globales Optimierungsverfahren auf Grundlage evolutionärer Algorithmen zum Einsatz.

Jedes während der Dauerüberwachung identifizierte Tragwerksmodell repräsentiert den zum Messzeitpunkt vorliegenden Bauwerkszustand. Die Tragwerkeigenschaften sämtlicher identifizierter Tragwerksmodelle werden in chronologischer Reihenfolge in einer Datenbank abgelegt. Anhand einer Bewertung des abgelegten Datenbestandes lässt sich nicht nur der zu einem bestimmten Zeitpunkt vorliegende Bauwerkszustand bestimmen, sondern auch seine Entwicklung über die Zeit verfolgen, sodass Zustandsänderungen erkannt und Prognosen über zukünftige Zustände getroffen werden können. Die Bewertung der identifizierten Tragwerksmodelle erfolgt durch die Beurteilung ihrer Zuverlässigkeit sowie durch die Erkennung tragwerksrelevanter Schädigungs- und Deteriorationsprozesse.

Im Vergleich zu herkömmlichen Verfahren der Strukturidentifikation führt das hier vorgestellte Konzept zu den folgenden Vorteilen:

- Mittels einer herkömmlichen auf Belastungsversuchen beruhenden Strukturidentifikation lassen sich die Tragwerkeigenschaften ausschließlich zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung bestimmen; eine Beurteilung des Tragwerkszustands zu einem späteren Zeitpunkt erfordert eine Wiederholung des Versuchs. Ein System zur Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung ermöglicht eine zeitbegleitende Bestimmung der Tragwerkeigenschaften. Auf diese Weise lässt sich die Entwicklung des Tragwerkszustands kontinuierlich überwachen, sodass kritische Zustände rechtzeitig erkannt werden können.
- Mit steigender Anzahl der untersuchten Messzeitpunkte, der betrachteten Belastungs- und Verformungszustände sowie der durchgeführten Modelladaptionen wird auch die Zuverlässigkeit der identifizierten Tragwerkeigenschaften gesteigert. Bei einer Modelladaption können verschiedene Umstände dazu führen, dass das identifizierte Tragwerksmodell mit Ungenauigkeiten behaftet ist. Bei Durchführung einer einzelnen Strukturidentifikation ist die Beurteilung des Ergebnisses nur sehr eingeschränkt möglich. Dagegen wird bei der

Verarbeitung von Messdaten aus einer Dauerüberwachung eine sehr große Anzahl von Strukturidentifikationen durchgeführt, wodurch Einzelfehler wirkungsvoll kompensiert und die identifizierten Tragwerkseigenschaften bezüglich ihrer Zuverlässigkeit deutlich verbessert werden können.

- Durch die Dauerüberwachung wird gleichzeitig auch die Wirksamkeit zusätzlicher Tragmechanismen, die bei der Strukturidentifikation erkannt wurden, beobachtet. Auf diese Weise lassen sich Sicherheitsrisiken, die mit einem Ausfall eines solchen Mechanismus verbunden sind, minimieren (vgl. Kapitel 1.2.3, Abschnitt „Belastungsversuche zur Überprüfung von Berechnungsannahmen“).
- Durch die Lastidentifikation können Aussagen zur tatsächlichen Verkehrsbelastung und der Fahrzeuggewichte gewonnen werden.

3.2 Relevantes Fahrzeuggewicht

Die erforderliche Größe der bei einem Belastungsversuch aufzubringenden Versuchslast wird maßgeblich bestimmt von der Spannweite des untersuchten Bauwerks sowie der Biegesteifigkeit des Überbaus: Während bei Brücken mit kürzeren Spannweiten vergleichsweise kleine Versuchslasten ausreichend sind, müssen bei weitgespannten Bauwerken, deren Überbauten in der Regel über hohe Biegesteifigkeiten verfügen, deutlich größere Kräfte aufgebracht werden, um zuverlässig messbare Verformungen zu erhalten. In Tabelle 2 ist eine Auswertung der in Kapitel 1.2.3, Abschnitt „Belastungsversuche zur Überprüfung von Berechnungsannahmen“ dokumentierten Versuchsberichte hinsichtlich der aufgetragenen Versuchslasten dargestellt.

Tabelle 2: Auswertung der in Kapitel 1.2.3, Abschnitt „Belastungsversuche zur Überprüfung von Berechnungsannahmen“ dokumentieren Belastungsversuche bei Brücken mit einer maximalen Spannweite von mehr als 10 m

Maximale Spannweite	Versuchslast	Quelle	Versuchsergebnis
12 m	29-t-Fahrzeug	[Jef09]	Es wurden Tragreserven festgestellt, die zu einer Neueinstufung des Bauwerks hinsichtlich seiner Tragfähigkeit führten.
12,50 m	181,4 t	[Cai04]	Die Versuchsergebnisse ließen auf deutliche Tragreserven schließen.
20 m	23-t-Fahrzeug	[Hos13a, Hos13b, Hos13c]	Anhand der Belastungsversuche konnte die Belastbarkeit der betrachteten Bauwerke abgeschätzt werden.
23,50 m	32,4-t-Fahrzeug	[San12]	Im Anschluss an die Versuche konnte ein FE-Modell des Bauwerks adaptiert werden, welches die Grundlage für eine wesentlich höhere Einstufung der Tragfähigkeit bildete.
31 m	33-t-Fahrzeug	[Yan02]	Anhand der Versuche konnte nachgewiesen werden, dass das Bauwerk trotz der aufgetretenen breiten Risse über eine ausreichende Tragfähigkeit verfügt.
32,20 m	26,34-t-Fahrzeug	[Ber15]	Die Versuche dienten der Bestimmung der Steifigkeit von nachträglich am Bauwerk installierten Hilfsstützen.
34,23 m	33,2-t-Fahrzeug	[Orc10]	Die Ergebnisse der Versuche bildeten die Grundlage für eine Abschätzung der Zuverlässigkeit des Bauwerks.
38,11 m	181,4 t	[Cai04]	Die Versuchsergebnisse ließen auf deutliche Tragreserven schließen.
48,20 m	2 x 20-t-Fahrzeug	[Now00]	Es konnte gezeigt werden, dass die aufgetretenen Risse nicht durch die Verkehrsbeanspruchung verursacht wurden.
50 m	100 t	[Meh99]	Aufgrund korrodierter Spannglieder sollte das Bauwerk einer Verstärkungsmaßnahme unterzogen werden. Anhand der Belastungsversuche konnten die vor der Verstärkung tatsächlich vorhandenen Vorspannkkräfte abgeschätzt werden.
80 m	2 x 35-t-Fahrzeug	[Gou09, Gou10]	Es wurde festgestellt, dass das Bauwerk über erhebliche Tragreserven verfügte.
194 m	8 x 32-t-Fahrzeug	[Meh98]	Die Belastungsversuche dienten u. a. der Bestimmung des tatsächlichen Tragverhaltens der Schrägkabelbrücke unmittelbar nach ihrer Fertigstellung. Es zeigte sich, dass insbesondere die Verformungen der Fahrbahn und des Pylons sowie die Kräfte in den Schrägkabeln um bis zu 16 % geringer waren als die entsprechenden Reaktionen des verwendeten Bemessungsmodells.

In der Bundesrepublik Deutschland sind gemäß Straßenverkehrs-Zulassungs-Verordnung (StVZO) Fahrzeuggesamtgewichte von 40 t (bzw. 44 t im kombinierten Güterverkehr) zulässig. Aus Tabelle 2 geht hervor, dass einzelne Fahrzeuge des Güterverkehrs mit Gewichten von 40 t bzw. 44 t durchaus als Versuchslasten bei Brücken mit Spannweiten von bis zu etwa 50 m (kleine bis mittlere Spannweiten) in Betracht kommen. Der Anteil aller Brücken mit Spannweiten bis 50 m liegt in Deutschland bei über 90 % [FOSTA05], d. h., der Einsatz des in dieser Arbeit entwickelten Verfahrens ist bei der überwiegenden Anzahl der Brückenbauwerke in Deutschland möglich. Sollen einzelne Fahrzeuge des Güterverkehrs als Versuchslasten bei Brücken mit größeren Spannweiten als etwa 50 m herangezogen werden, so sollte im Vorfeld anhand von Messkampagnen geprüft werden, ob die sich infolge der Fahrzeuge einstellenden Verformungen zuverlässig erfasst werden können. In Zweifelsfällen können ggf. einzelne Fahrzeuge des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs als Versuchslasten dienen.

Beobachtungen zur Häufigkeitsverteilung von Fahrzeugen mit unterschiedlichen Gesamtgewichten auf der Bundesautobahn 61 sind in [Bus07] dokumentiert. Im Rahmen von Messungen an der Brohltalbrücke aus den Jahren 2005 und 2006 wurde festgestellt, dass der Anteil von Fahrzeugen mit einem Gesamtgewicht von mehr als 39 t über einen repräsentativen Zeitraum bei mindestens 17 % lag. Auf Grundlage dieser Beobachtungen eignet sich etwa jedes sechste Fahrzeug als Versuchslast zur Strukturidentifikation von Brücken mit Spannweiten von bis zu 35 m.

3.3 Tragwerksreaktionen und Messorte

Im Folgenden wird die grundsätzliche Eignung unterschiedlicher Tragwerksverformungen zur Strukturidentifikation untersucht. Der Fokus der Untersuchungen wird auf Dehnungen, Durchbiegungen (Verschiebungen) und Querschnittsneigungen gerichtet. Auf eine Analyse von Rissbreitenänderungen wird verzichtet, da zur Bestimmung diskreter Rissbreiten physikalisch nichtlineare Analysen durchzuführen sind. Aufgrund des damit verbundenen erheblichen Rechenaufwands wird dieses Vorgehen jedoch als nicht zielführend erachtet.

Die Evaluierung erfolgt auf Grundlage numerischer Simulationen. Dazu wird ein Modell der in Abbildung 21 dargestellten zweifeldrigen Stahlbeton-Plattenbrücke mit Feldlängen von je 20 m betrachtet. Das Bauwerk wird von einem dreiachsigen LKW befahren, der ein Gesamtgewicht von 310 kN aufweist und sich mit einer Fahrgeschwindigkeit von 20 m/s von links nach rechts über die Brücke bewegt. Die Brücke ist mit einem Messsystem ausgerüstet, welches die Formänderungen des Bauwerks während der Fahrzeugüberfahrt aufzeichnet. Das Messsystem besteht im Einzelnen aus zwei Sensoren zur Dehnungsmessung am unteren Querschnittsrand in Feldmitte des linken Feldes ($x = 10$ m) sowie am oberen Querschnittsrand über der Mittelstütze ($x = 20$ m), einem Sensor zur Durchbiegungsmessung in Feldmitte des linken Feldes ($x = 10$ m) und einem Sensor zur Messung der Querschnittsneigung im Bereich des linken Endauflagers ($x = 0$ m).

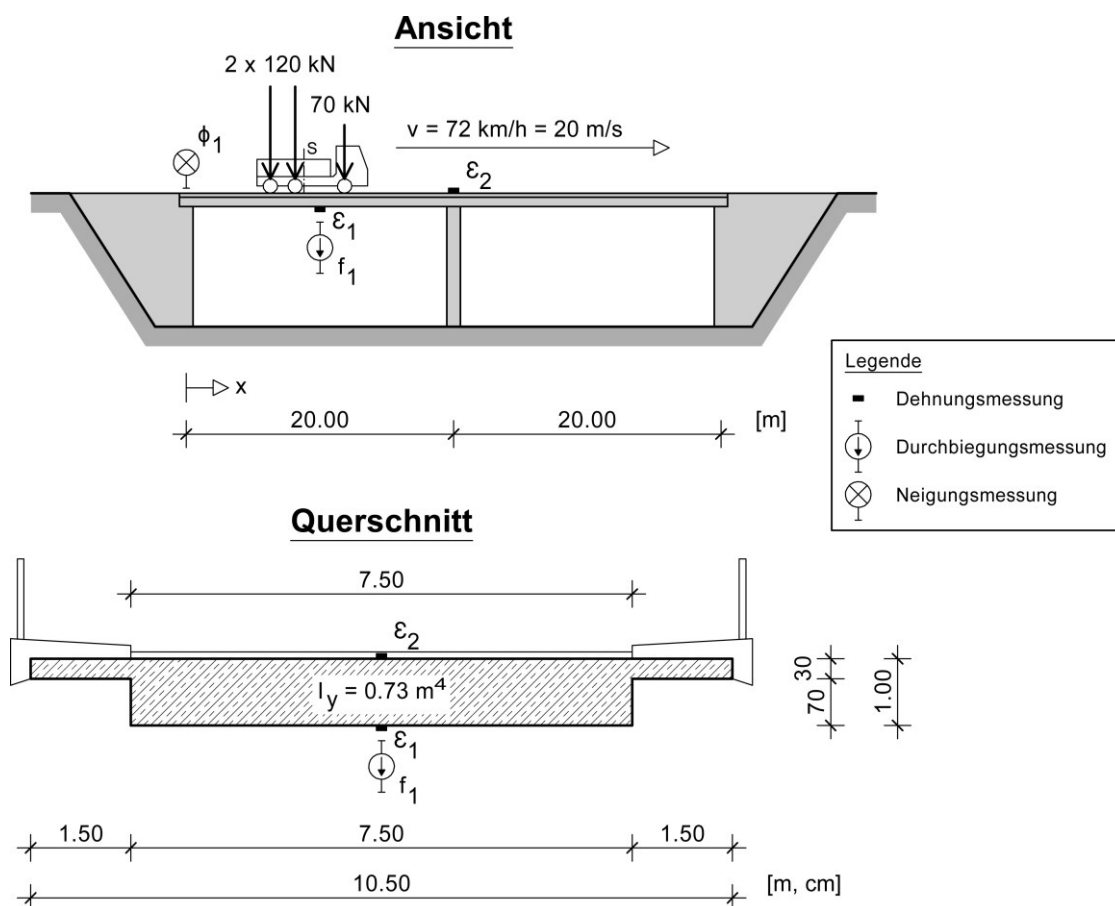


Abbildung 21: Ansicht und Querschnitt des im Rahmen der Simulation untersuchten Brückenbauwerks

Im Rahmen der Simulationen werden fünf Systeme mit unterschiedlichen Tragwerkseigenschaften betrachtet (siehe auch Abbildung 22):

- System 1 stellt das Referenzsystem dar. Der verwendete Beton weist an jeder Stelle des Tragwerks einen Elastizitätsmodul von 33.000 N/mm^2 auf, was der Festigkeitsklasse C30/37 entspricht. Das Flächenträgheitsmoment des Querschnitts beträgt konstant $I_y = 0,73 \text{ m}^4$ (Abbildung 21). Damit ergibt sich eine konstante Biegesteifigkeit von $EI = 24.090 \text{ MNm}^2$. Die Endauflager weisen eine freie Verdrehbarkeit auf.
- System 2 unterscheidet sich vom Referenzsystem durch einen um ca. 12 % erhöhten Elastizitätsmodul von 37.000 N/mm^2 , was zu einer konstanten Biegesteifigkeit von $EI = 27.010 \text{ MNm}^2$ führt. Durch diese Annahme wird eine höhere Betonfestigkeit (Festigkeitsklasse C50/60) simuliert.
- System 3 verfügt gegenüber dem Referenzsystem über Teileinspannungen an den Endauflagern, die eine Federsteifigkeit von 2.000 MNm/rad aufweisen. Durch die Einführung der Federn werden ungewollte Einspanneffekte simuliert. Die Federsteifigkeit wurde so gewählt, dass die Zugspannungen in den benachbarten Feldern im Vergleich zur frei drehbaren Lagerung bei identischer Beanspruchung um ca. 10 % abnehmen. Dieser Wert orientiert sich an einer in [Gut02] dokumentierten Beobachtung: Bei einer einfeldrigen Plattenbrücke stellte sich infolge einer Verdrehungsbehinderung durch eine Ortbetonhinterfüllung sowie die konstruktive Durchbildung des Lagers eine Teileinspannung des Endauflagers ein, die zu einer Verminderung der Zugspannungen in Feldmitte von 9 % führte.
- System 4 weist verglichen mit dem Referenzsystem im Bereich der Mittelstütze einen Abfall der Biegesteifigkeit von 50 % auf. Als Bezugslänge für die Steifigkeitsabminderung wurde der Abstand der Momentennullpunkte gemäß Eurocode 2 [EC2-1-1] angesetzt, der sich zu $l_0 = 0,15 \cdot (l_1 + l_2) = 0,15 \cdot (20 \text{ m} + 20 \text{ m}) = 6 \text{ m}$ ergibt. Durch die Steifigkeitsabminderung wird eine Schädigung simuliert.
- System 5 beinhaltet ebenfalls einen Abfall der Biegesteifigkeit um 50 %, der jedoch nicht über der Stütze, sondern im linken Feld simuliert wird. Die Bezugslänge wurde ebenfalls zu 6 m festgesetzt. Die Lage der Schädigung wurde so gewählt, dass der Schwerpunkt des Schadensbereichs mit der Stelle des maximalen Biegemoments übereinstimmt.

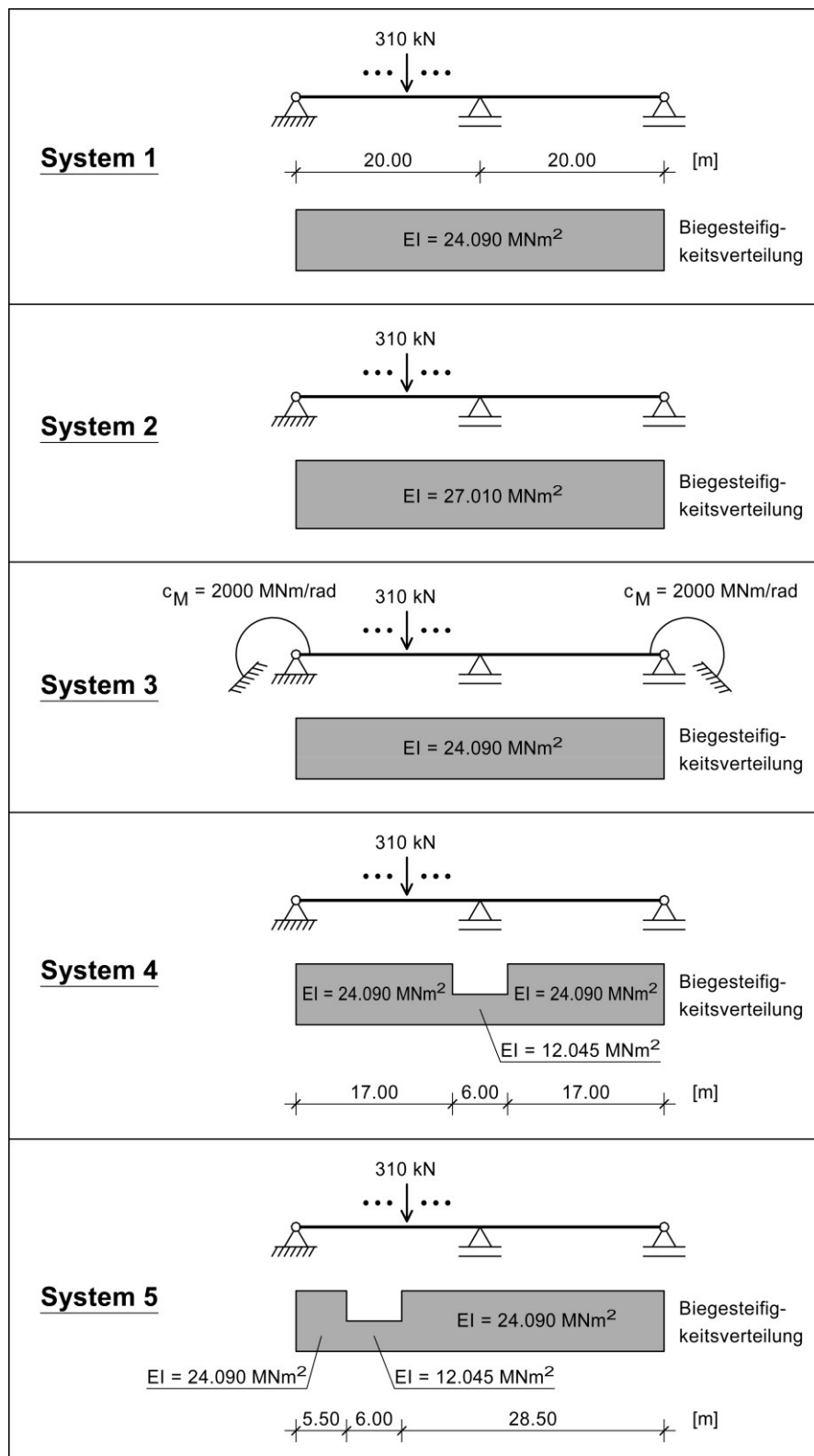


Abbildung 22: Untersuchte Systeme mit unterschiedlichen Tragwerkseigenschaften

Zur Analyse der Systeme wird die Finite-Elemente-Software *TNO DIANA* [TNO11] eingesetzt. Sämtliche Modelle werden mit Hilfe von Balkenelementen erstellt. Die Achslasten des LKW werden vereinfacht zu einer Einzellast mit einer Größe von $F = 310 \text{ kN}$ zusammengefasst, welche von links nach rechts über das Tragwerk wandert. Weiterhin wird angenommen, dass die Last im Schwerpunkt des Querschnitts angreift und das Tragwerk daher nicht torsiionsbeansprucht ist. Die FE-Berechnungen basieren auf linear-elastischem Materialverhalten.

In Abbildung 23 sind für die unterschiedlichen Systeme die Tragwerksreaktionen, die sich im Zuge der Fahrzeugüberfahrt ergeben, in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Die Überfahrten der Fahrzeuge beginnen jeweils bei $t = 0 \text{ s}$ und enden bei $t = 2 \text{ s}$. Bei $t = 1 \text{ s}$ befinden sich die Fahrzeuge über der Mittelstütze. Die Diagramme lassen sich wie folgt beschreiben:

- Anhand der Dehnungsmessung bei $x = 10 \text{ m}$ (Abbildung 23 a) zum Zeitpunkt $t = 0,5 \text{ s}$ können nur geringe Unterschiede zwischen den Systemen 1, 2, 3 und 4 festgestellt werden. System 5 dagegen setzt sich klar von den übrigen Systemen ab.
- Die bei $x = 20 \text{ m}$ im Zeitraum zwischen $t = 0 \text{ s}$ und $t = 1 \text{ s}$ gemessenen Dehnungen (Abbildung 23 b) zeigen nur geringe Unterschiede zwischen den Systemen 1, 2 und 3 (je etwa 10 %) auf. Sehr deutliche Unterschiede können bei den Systemen 4 und 5 beobachtet werden.
- Die Durchbiegungsmessung bei $x = 10 \text{ m}$ (Abbildung 23 c) zeigt affine Verläufe für sämtliche Systeme. Die Unterschiede zwischen den Kurven betragen ca. 10 bis 40 %. Auch hier unterscheiden sich die Reaktionen von System 5 deutlich von denen der übrigen Systeme.
- Aufgrund des geringen Unterschieds der zum Zeitpunkt $t = 0,4 \text{ s}$ gemessenen Neigungen der Bauwerksachse am linken Endauflager (Abbildung 23 d) von lediglich 4 % lassen sich die Systeme 1 und 4 nicht separieren. Der Unterschied zwischen den Messwerten der Systeme 1 und 2 beträgt dagegen 10 %. Die Neigungen im Auflagerbereich der Systeme 3 und 5 heben sich deutlich von denen der anderen Systeme ab; hier sind Unterschiede von bis zu 35 % zu verzeichnen.

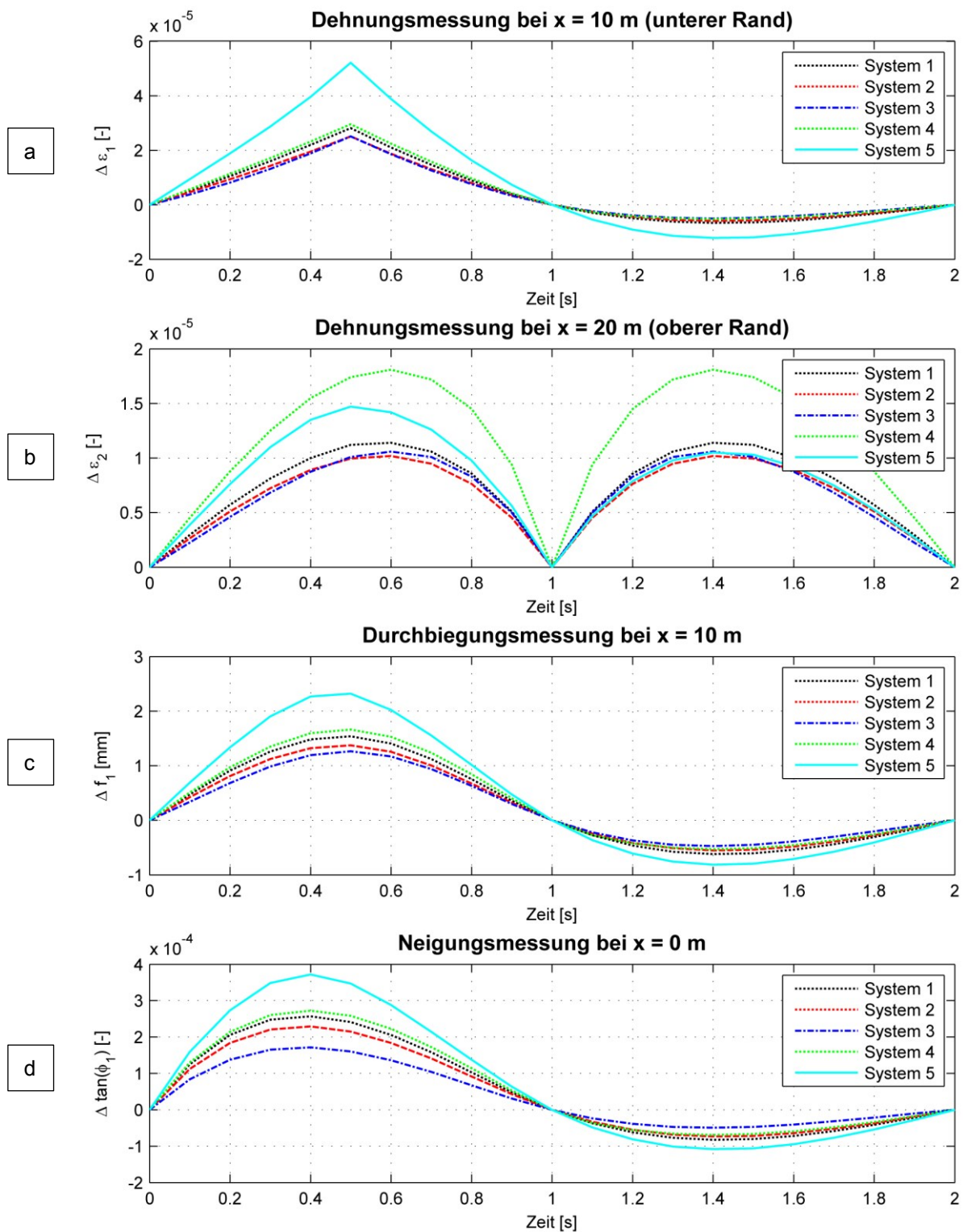


Abbildung 23: Gegenüberstellung der Tragwerksreaktionen der unterschiedlichen Systeme während der Fahrzeugüberfahrt

Grundsätzlich kann zusammengefasst werden, dass sich das Verformungsverhalten der Systeme aufgrund der unterschiedlichen Tragwerkeigenschaften bei identischer Beanspruchung deutlich voneinander unterscheidet. Die Unterschiede in den untersuchten Formänderungsgrößen betragen in den meisten Fällen mindestens 10 %. In einigen Fällen können besonders prägnante Abweichungen der Verformungen beobachtet werden.

Als Fazit lässt sich Folgendes festhalten:

- In Bereichen mit verminderter Biegesteifigkeit steigen die Dehnungen des Querschnitts gegenüber den übrigen Bereichen stark an. Unter der Voraussetzung, dass an der entsprechenden Stelle eine Messung vorgenommen wird, eignen sich Dehnungen daher gut zur Erkennung von Tragwerksabschnitten mit verminderter Biegesteifigkeit. Ähnliche Beobachtungen sind auch in [Abd12] und [Wal09] dokumentiert. Weiterhin konnte belegt werden, dass die Steifigkeitsabminderung in bestimmten Fällen ebenfalls eine Veränderung der Durchbiegungen sowie der Neigungen im Auflagerbereich hervorruft.
- Teileinspannungen der Auflager lassen sich besonders gut anhand der gemessenen Neigungen im Auflagerbereich erkennen. Diese Feststellung wird auch in [Gut02] bestätigt.
- Zur Erkennung einer Änderung der Biegesteifigkeit, die sich nicht nur in begrenzten Bereichen, sondern über das gesamte Tragwerk erstreckt, eignen sich insbesondere Messungen der Neigungen im Auflagerbereich sowie Durchbiegungsmessungen.

Um eine Strukturidentifikation bei Brückenbauwerken erfolgreich durchführen zu können, sollte die im Folgenden erläuterte Minimalinstrumentierung berücksichtigt werden:

- Dehnungen sollten wenigstens in hoch beanspruchten oder gefährdeten Bauwerksbereichen, den sogenannten *Hot Spots*, erfasst werden. Hot Spots sind häufiger von Biegesteifigkeitsabminderungen betroffen als übrige Bereiche. Während hoch beanspruchte Bereiche, z. B. Stellen mit extremalen Biegemomenten, anhand einer statischen Voruntersuchung des Bauwerks bestimmt werden können, sind gefährdete Bauwerksbereiche, d. h. Stellen, an denen vermehrt Schäden auftreten, anhand einer Schwachstellenanalyse zu ermitteln [Schn14a].
- Durchbiegungsmessungen sollten verteilt über das gesamte Bauwerk vorgenommen werden.

- Zur Bestimmung möglicher Teileinspannungen sollten Querschnittsneigungen im Bereich der Endauflager erfasst werden.

3.4 Komponenten des Verfahrens

Das entwickelte Verfahren zur Strukturidentifikation besteht im Wesentlichen aus drei Komponenten (siehe auch Abbildung 24):

- **Datenerfassung** (siehe Kapitel 3.5) – Zur Datenerfassung werden Sensoren verwendet, die am Tragwerk sowie in seiner unmittelbaren Umgebung installiert werden. Die erfassten Messdaten werden in der Datenbank DB1 abgelegt.
- **Strukturidentifikation** (siehe Kapitel 3.6) – Zeitgleich mit der Datenerfassung erfolgt die Strukturidentifikation. Dazu werden bereits erfasste Messdatensätze aus der Datenbank DB1 ausgelesen und im Rahmen einer FE-Modelladaption verarbeitet. Die identifizierten Tragwerkeigenschaften werden im Anschluss in der Datenbank DB2 gespeichert.
- **Bewertung** (siehe Kapitel 3.7) – Bei der Bewertung werden die identifizierten Tragwerkeigenschaften hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit sowie möglicher fortschreitender Schädigungs- und Deteriorationsprozesse beurteilt.

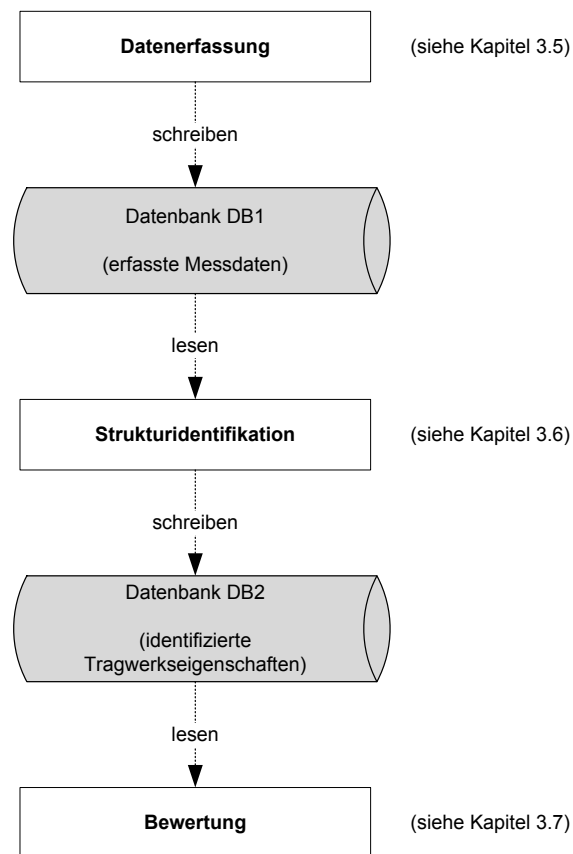


Abbildung 24: Komponenten des entwickelten Verfahrens zur Strukturidentifikation

3.5 Datenerfassung

Die Datenerfassungskomponente umfasst die Datenerfassungsstrategie, das Messsystem sowie die Messdatenvorverarbeitung.

3.5.1 Datenerfassungsstrategie

Zur Datenerfassung wird eine ereignisbasierte Strategie verfolgt. Dabei werden die Messdaten nur selektiv aufgezeichnet, sodass der Umfang der erfassten Datenmenge auf ein Minimum reduziert und eine optimale Ausnutzung des zur Verfügung stehenden Speicherplatzes erreicht wird. Die entwickelte Datenerfassungsstrategie ist in Abbildung 25 dargestellt.

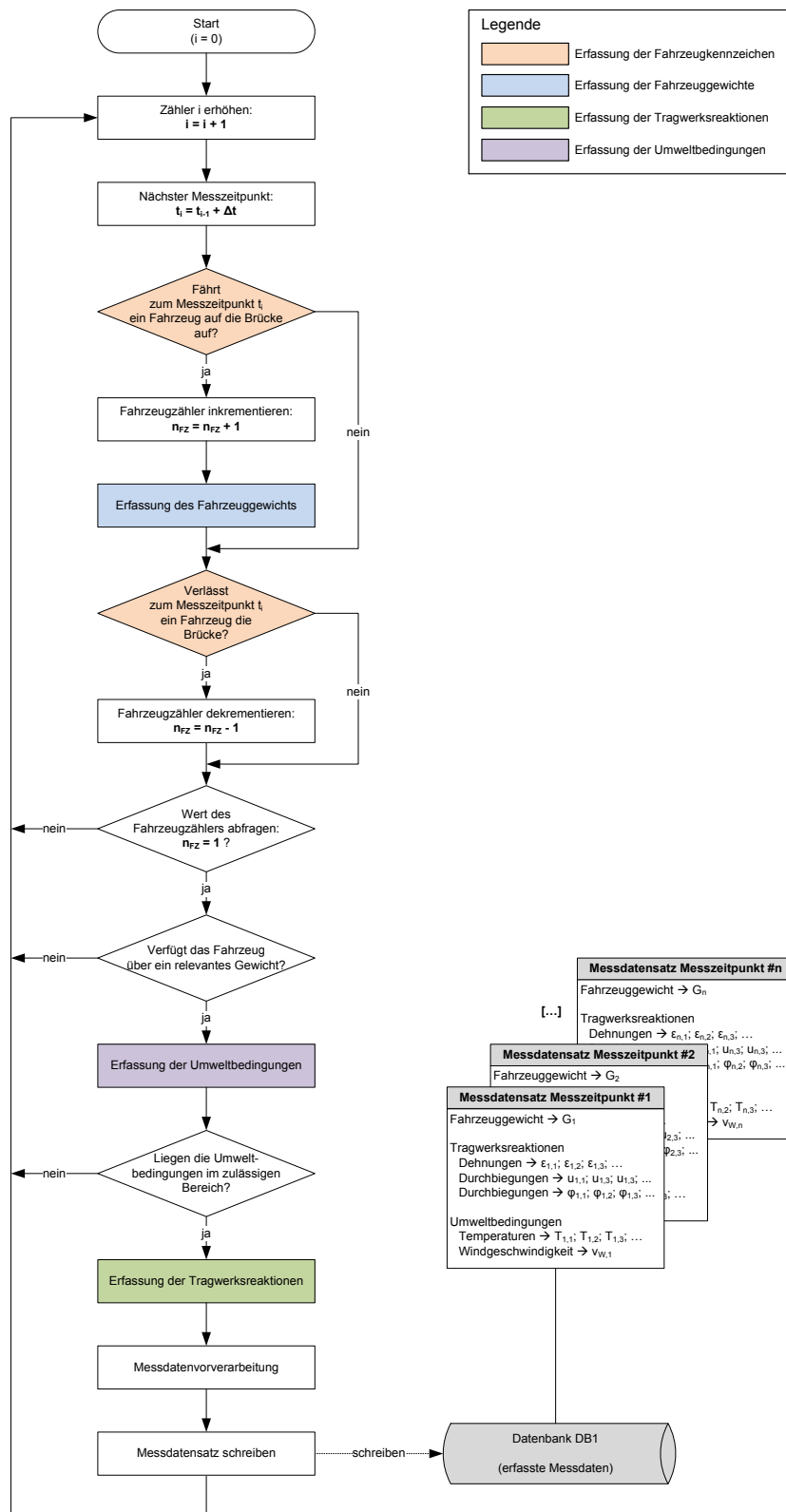


Abbildung 25: Datenerfassungsstrategie

Nach dem Start des Prozesses wird zunächst der Zähler i inkrementiert. Der aktuelle Messzeitpunkt t_i wird durch Addition des Messintervalls Δt , welches abhängig ist von der eingerichteten Abtastfrequenz des Messsystems, zum vorhergehenden Messzeitpunkt bestimmt. Im Anschluss wird geprüft, ob zum aktuellen Messzeitpunkt (1) ein Fahrzeug auf die Brücke auffährt und ob (2) ein Fahrzeug die Brücke verlässt. Dies geschieht mit Hilfe von Systemen zur Kennzeichenerfassung, welche an beiden Enden der Brücke installiert sind. Das Ergebnis wirkt sich auf den Fahrzeugzähler n_{FZ} aus, welcher Auskunft gibt über die Anzahl der gegenwärtig auf der Brücke befindlichen Fahrzeuge:

- Fährt ein Fahrzeug auf die Brücke auf, so wird n_{FZ} inkrementiert. Gleichzeitig wird das Gewicht des auffahrenden Fahrzeugs mit Hilfe eines entsprechenden Messsystems (siehe Kapitel 3.5.2) erfasst.
- Verlässt ein Fahrzeug die Brücke, so wird n_{FZ} dekrementiert.
- Falls weder Fahrzeuge auf die Brücke auffahren noch die Brücke verlassen, so bleibt auch der Wert von n_{FZ} unverändert.

Obwohl der Einsatz einer Kennzeichenerfassung die in technischer Hinsicht sicherste Möglichkeit zur Bestimmung der Anzahl der Fahrzeuge auf dem Brückenbauwerk darstellt, kann aus wirtschaftlichen Gründen die im Folgenden erläuterte alternative Vorgehensweise verfolgt werden. Hierzu sind Systeme zur Erfassung der Fahrzeuggewichte an beiden Enden der Brücke zu installieren, sodass sämtliche auf die Brücke auffahrenden Fahrzeuge erfasst werden können. Befährt ein Fahrzeug die Brücke, so wird der Fahrzeugzähler n_{FZ} entsprechend inkrementiert. Da der Zeitpunkt, zu dem ein auffahrendes Fahrzeug die Brücke wieder verlässt, nicht unmittelbar gemessen werden kann, wird dieser auf Grundlage einer mittleren Fahrzeuggeschwindigkeit näherungsweise berechnet. Zu dem so berechneten Zeitpunkt erfolgt eine automatische Dekrementierung von n_{FZ} . Diese Vorgehensweise eignet sich jedoch nicht für Situationen, in denen stockender Verkehr oder Stau auftritt.

Im darauffolgenden Schritt der Datenerfassungsstrategie wird der Wert des Fahrzeugzählers n_{FZ} abgefragt. Wird dabei festgestellt, dass sich nur ein einzelnes Fahrzeug auf der Brücke befindet, welches darüber hinaus über ein relevantes Fahrzeuggewicht verfügt, so werden zum aktuellen Messzeitpunkt zunächst die Umweltbedingungen in Form der Bauteiltemperaturen

sowie der Windgeschwindigkeit erfasst. Befinden sich diese in einem im Vorfeld zu definierenden *zulässigen Bereich*, so werden die Tragwerksreaktionen des Bauwerks erfasst, der Messdatenvorverarbeitung zugeführt und gemeinsam mit den Fahrzeugeigenschaften sowie den Umweltbedingungen als Messdatensatz in der Datenbank DB1 abgelegt, wobei aus datenschutzrechtlichen Gründen auf die Speicherung des Fahrzeugkennzeichens verzichtet wird. Anschließend wird der Zähler i inkrementiert und der Prozess beim nächsten Messzeitpunkt fortgesetzt. Die zulässigen Bereiche für Bauteiltemperaturen und Windgeschwindigkeiten sind in starkem Maße abhängig von den Querschnittssteifigkeiten sowie den Spannweiten der Tragwerke und können daher nur bauwerksspezifisch festgelegt werden. Eine Abschätzung der zulässigen Bereiche kann z. B. auf Grundlage von FE-Analysen unter Ansatz verschiedener Temperatur- (sowohl konstant als auch linear veränderlich) und Windlastansätze erfolgen.

Der Prozess der Datenerfassung wird anhand eines Beispiels erläutert. Betrachtet wird dazu die zweifeldrige Brücke aus Abbildung 21, jedoch mit einer angepassten Instrumentierung. An dem Bauwerk befinden sich fünf Messquerschnitte MQ1 bis MQ5, die mit den in Tabelle 3 aufgeführten Messeinrichtungen ausgerüstet sind. Eine Voruntersuchung hat ergeben, dass das zur Strukturidentifikation der Brücke erforderliche relevante Fahrzeuggewicht 30 t beträgt. Im Folgenden werden zwei Szenarien *SZ1* und *SZ2* betrachtet. Es wird angenommen, dass während der Szenarien keine extremen Umweltbedingungen herrschen.

Tabelle 3: Messquerschnitte

Messquerschnitt	Messeinrichtungen
MQ1	<ul style="list-style-type: none"> • Kennzeichenerfassung zur Erkennung auf- und abfahrender Fahrzeuge • Messsystem zur Erfassung der Fahrzeuggewichte
MQ2	<ul style="list-style-type: none"> • Dehnungsmesser an der Unterseite des Überbaus
MQ3	<ul style="list-style-type: none"> • Dehnungsmesser an der Oberseite des Überbaus
MQ4	<ul style="list-style-type: none"> • Dehnungsmesser an der Unterseite des Überbaus
MQ5	<ul style="list-style-type: none"> • Kennzeichenerfassung zur Erkennung auf- und abfahrender Fahrzeuge

Szenario SZ1 (vgl. Abbildung 26)

Zum Messzeitpunkt t_0 befinden sich keine Fahrzeuge auf der Brücke, d. h., der Fahrzeugzähler n_{FZ} besitzt den Wert 0. Von links nähert sich der Brücke ein Fahrzeug $FZ1$.

Zum Messzeitpunkt t_1 wird das Kennzeichen des Fahrzeugs $FZ1$ von der Kennzeichenerfassung im Messquerschnitt MQ1 erkannt. Auf diese Weise wird festgestellt, dass das Fahrzeug auf die Brücke auffährt, woraufhin n_{FZ} inkrementiert wird und nunmehr einen Wert von 1 aufweist. Bei der anschließenden Erfassung des Fahrzeuggewichts wird ein Gesamtgewicht von 33 t gemessen. Da sich zum betrachteten Messzeitpunkt ausschließlich das Fahrzeug $FZ1$ auf der Brücke befindet ($n_{FZ} = 1$) und dieses über ein relevantes Gewicht verfügt ($33 \text{ t} \geq 30 \text{ t}$), werden die Tragwerksreaktionen des Bauwerks und die Umweltbedingungen erfasst, der Messdatenvorverarbeitung zugeführt und in der Datenbank DB1 abgelegt.

Zum Messzeitpunkt t_2 haben keine weiteren Fahrzeuge die Brücke befahren oder verlassen. Demnach findet eine Erfassung, Vorverarbeitung und Speicherung von Messdaten statt. Auf der Gegenseite nähert sich der Brücke das Fahrzeug $FZ2$.

Zum Messzeitpunkt t_3 wird das Kennzeichen des Fahrzeugs $FZ2$ von der Kennzeichenerfassung im Messquerschnitt MQ5 erkannt, woraufhin n_{FZ} erneut inkrementiert wird. Da sich zu diesem Messzeitpunkt auch noch das Fahrzeug $FZ1$ auf der Brücke befindet, verfügt n_{FZ} über einen Wert von 2, d. h., zum betrachteten Messzeitpunkt t_3 wird keine Messdatenerfassung durchgeführt.

Szenario SZ2 (vgl. Abbildung 27)

Die Abläufe zu den Messzeitpunkten t_0 und t_1 sind identisch zu denen des Szenarios *SZ1*.

Zu den Messzeitpunkten t_2 und t_3 befindet sich ausschließlich das Fahrzeug $FZ1$ auf der Brücke, d. h., n_{FZ} besitzt einen Wert von 1. Daher erfolgt zu beiden Messzeitpunkten eine Erfassung, Vorverarbeitung und Speicherung von Messdaten.

Zum Messzeitpunkt t_4 wird das Kennzeichen des Fahrzeugs $FZ1$ von der Kennzeichenerfassung im Messquerschnitt MQ5 wiedererkannt. Auf diese Weise wird festgestellt, dass das

Fahrzeug *FZ1* die Brücke wieder verlässt, woraufhin n_{FZ} dekrementiert wird und nunmehr einen Wert von 0 aufweist. Demnach wird keine Messdatenerfassung durchgeführt.

Szenario SZ1

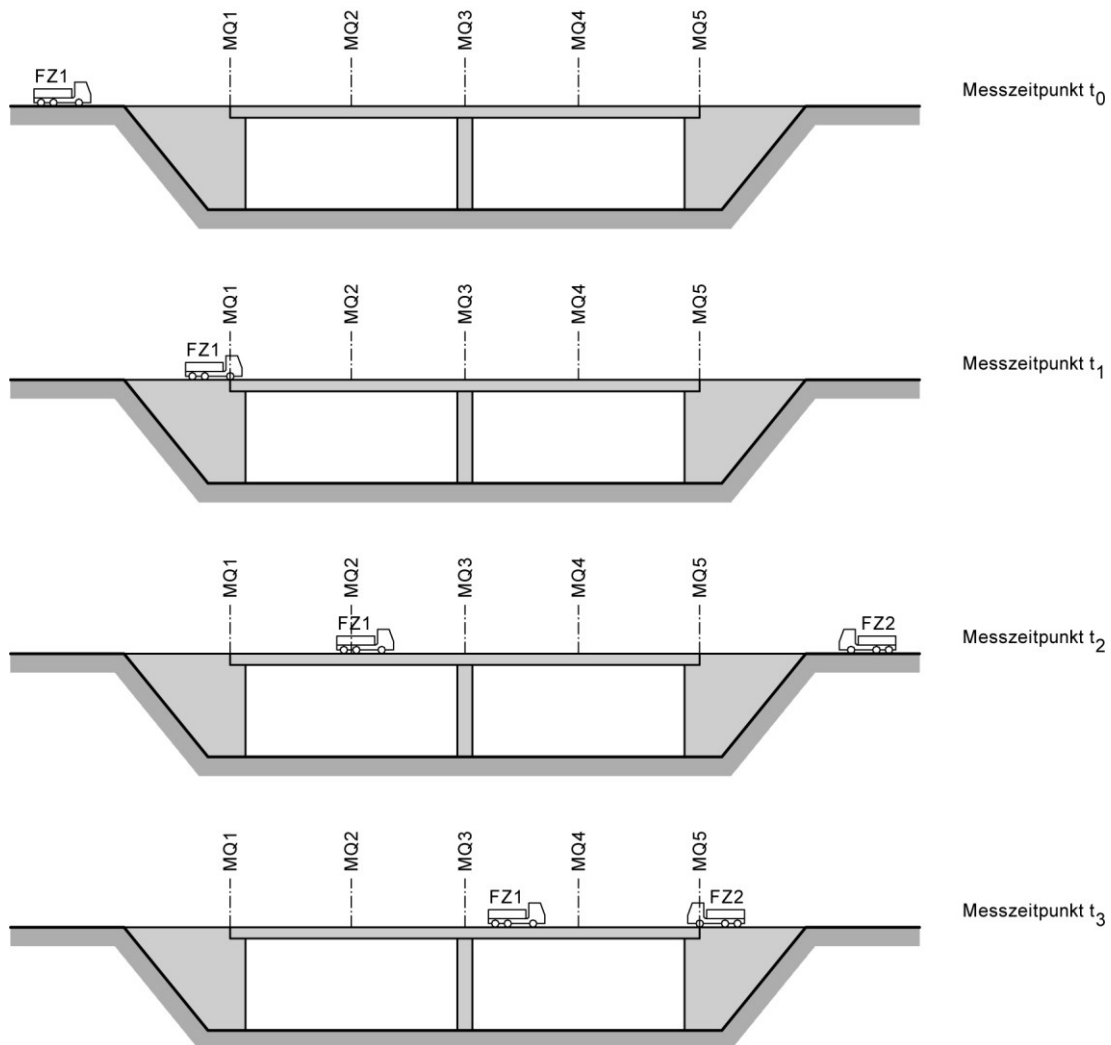


Abbildung 26: Szenario *SZ1*

Szenario SZ2

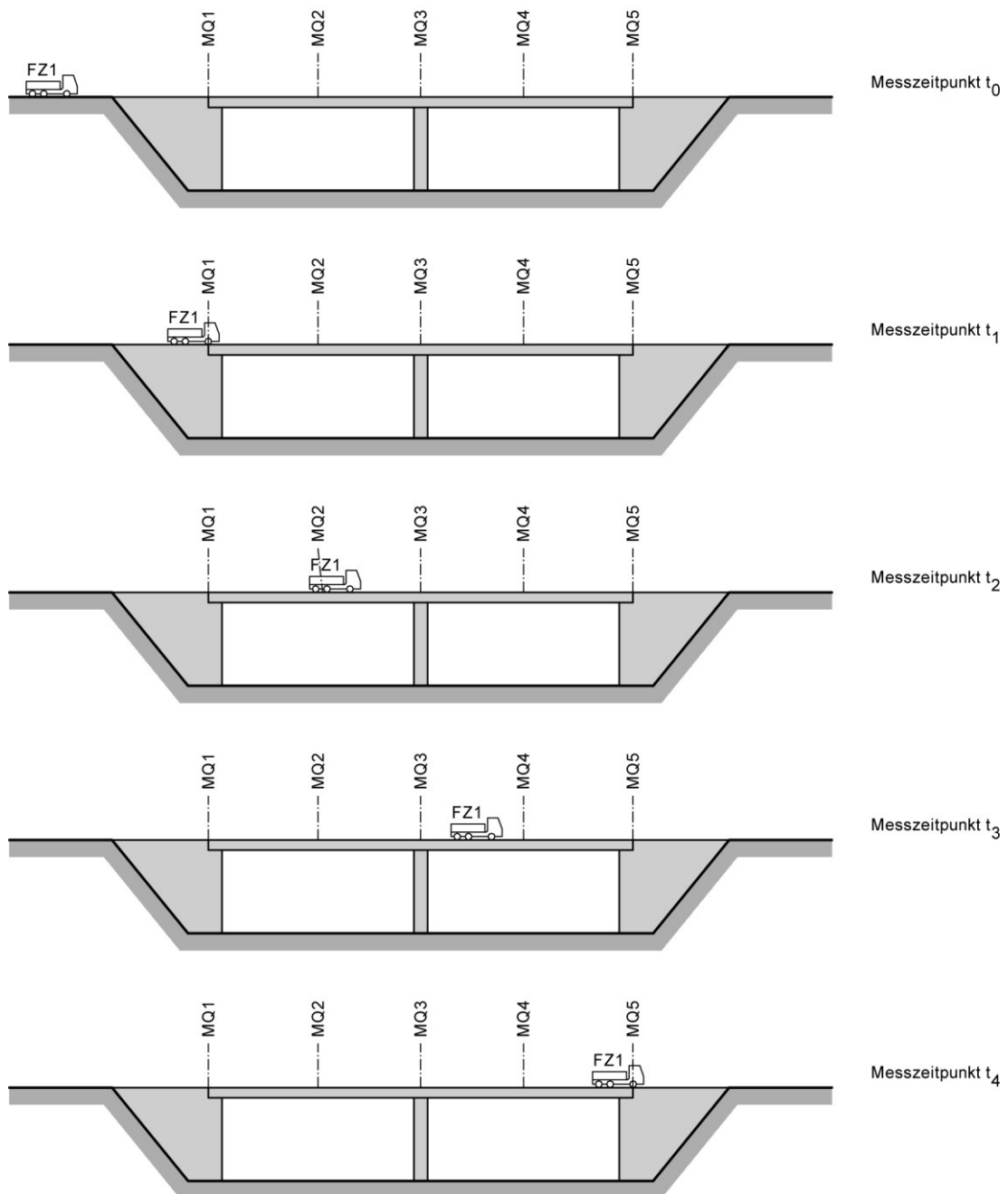


Abbildung 27: Szenario SZ2

3.5.2 Sensoren und Sensorplatzierung

Erfassung der Fahrzeugkennzeichen

Der Einsatz von Messsystemen zur Erfassung von Fahrzeugkennzeichen dient der Detektion von Fahrzeugen, die auf die Brücke auffahren bzw. die Brücke verlassen. Um den gesamten Verkehrsfluss überwachen zu können, ist die Installation von Systemen zur Fahrzeugkennzeichenerfassung in jeder Fahrspur und an beiden Enden der Brücke erforderlich.

Systeme zur Fahrzeugkennzeichenerkennung sind in der Regel videobasiert und bestehen aus einer Kamera zur Aufnahme von Fahrzeugbildern sowie einer Software zur automatisierten Suche und Erkennung von Kennzeichen in den Bilddaten. Häufig werden Infrarotkameras verwendet, sodass sich die Systeme auch bei ungünstigen Lichtverhältnissen einsetzen lassen. Schwierigkeiten können dagegen z. B. bei verschmutzten Kennzeichen oder extremen Wetterbedingungen wie etwa starkem Schneefall auftreten. Systeme zur Fahrzeugkennzeichenerfassung haben sich mit Erkennungsraten von nahezu 100 % als sehr zuverlässig erwiesen [Du13].

Erfassung der Fahrzeuggewichte

An jeder Brücke ist mindestens ein Messsystem zur Erfassung der Fahrzeuggewichte zu installieren. Der Messquerschnitt sollte möglichst in der Nähe der Fahrzeugkennzeichenerfassung angeordnet sein, sodass die ermittelten Fahrzeuggewichte unmittelbar den entsprechenden erkannten Fahrzeugen zugeordnet werden können.

Zur Erfassung der Fahrzeuggewichte stehen verschiedene Messsysteme zur Verfügung.

Weigh-in-Motion-Systeme

Weigh-in-Motion-(WIM-)Systeme werden in die Fahrbahn integriert und dienen der direkten Messung von Fahrzeuggewichten. Unterschieden werden Streifen- und Plattensensoren.

Streifensensoren sind piezoelektrische linienförmige Bauteile mit einer Länge von mehreren Metern und einer Breite von wenigen Zentimetern, die in einen Schlitz in der Fahrbahnoberfläche (Abmessungen im Querschnitt ca. 4 x 4 cm) eingebaut werden. Sie eignen sich demzufolge insbesondere für die nachträgliche Installation. Bei Überfahrt eines Fahrzeugs findet eine kurzzeitige Verformung des Sensors statt, woraufhin vom Material eine elektrische Spannung erzeugt wird. Diese lässt wiederum Rückschlüsse auf die Größe der Belastung zu. Aufgrund der geringen Sensorbreite kann die Kraftmessung nur über einen Teil der Radaufstandsfläche erfolgen, weshalb die Radlast durch Integration der Signale ermittelt werden muss [Schn14a].

Plattensensoren (Wiegeplatten) bestehen aus einer Metallplatte und einer Unterkonstruktion, welche mit Dehnungsmessern bestückt ist. Anhand der gemessenen Dehnungen werden Rückschlüsse auf die Belastung gezogen. Durch die Größe der Platte kann die Radlast eines Fahrzeugs über die gesamte Radaufstandsfläche gemessen werden. Aus diesem Grunde weisen Plattensensoren eine größere Genauigkeit auf als Streifensensoren, sind jedoch auch deutlich kostenintensiver [Schn14a].

Sowohl die mittels Streifen- als auch die mittels Plattensensoren bestimmten Radlasten sind meist von dynamischen Effekten beeinflusst. Bei Streifensensoren sind darüber hinaus Temperatureinflüsse von großer Bedeutung [Bus07].

Bridge-Weigh-in-Motion-Systeme

Bridge-Weigh-in-Motion-(B-WIM-)Systeme basieren auf der Analyse von Tragwerksreaktionen des Brückenbauwerks hinsichtlich der verursachenden Lasten [Lub09]. Die Messung der Tragwerksreaktionen erfolgt mit herkömmlichen Sensoren, die am Bauwerk installiert werden. B-WIM-Systeme eignen sich nicht nur zur Bestimmung von Fahrzeuggewichten, sondern auch zur Lokalisation von Fahrzeugen auf der Brücke.

Gegenüber einer direkten Messung hat die Anwendung von B-WIM-Methoden einige entscheidende Vorteile [Schn14a]: (1) Die Sensorik wird nicht direkt durch die Fahrzeuge beansprucht und ist dadurch einem geringeren Verschleiß ausgesetzt, (2) die Installations- und

Wartungskosten sind geringer und (3) die Systeme sind weniger empfindlich gegenüber der unbekannten Fahrzeugdynamik sowie dynamischer Effekte, z. B. infolge Fahrbahnunebenheiten [Lub11, Lub09].

Da B-WIM-Ansätze jedoch auf der Kenntnis der Tragwerkeigenschaften eines Bauwerks basieren, sind sie für die Integration in ein System zur Strukturidentifikation nur bedingt geeignet und werden daher im Folgenden nicht weiter betrachtet.

Lamellendehnungen mit Messfunktion

Fahrbahnübergangskonstruktionen (FÜK) dienen der Kompensation temperaturabhängiger Längenänderungen des Überbaus und werden an horizontal verschieblichen Lagern im Übergangsbereich zwischen Überbau und Widerlager eingebaut. Bei großen Dehnwegen von 130 mm und mehr werden häufig Lamellendehnungen eingesetzt. Diese bestehen aus quer zur Fahrbahn angeordneten Stahllamellen, die verschieblich auf senkrecht dazu verlaufenden Stützträgern aufliegen (Abbildung 28). Die Stützträger überspannen die Fuge zwischen dem Widerlager und dem Überbau. Die Bauteile von Lamellendehnungen, d. h. die Lamellen und die Stützträger, werden durch die überfahrenden Fahrzeuge beansprucht und ändern daher ihren Verformungszustand in Abhängigkeit von den auftretenden Belastungen. Diese Zustandsänderungen lassen sich mit Hilfe von Sensoren erfassen und erlauben Rückschlüsse auf die verursachenden Achslasten (Abbildung 29).

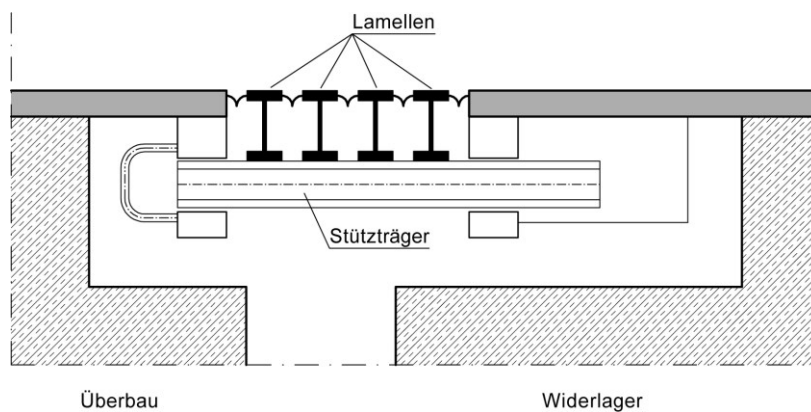


Abbildung 28: Lamellendehnung

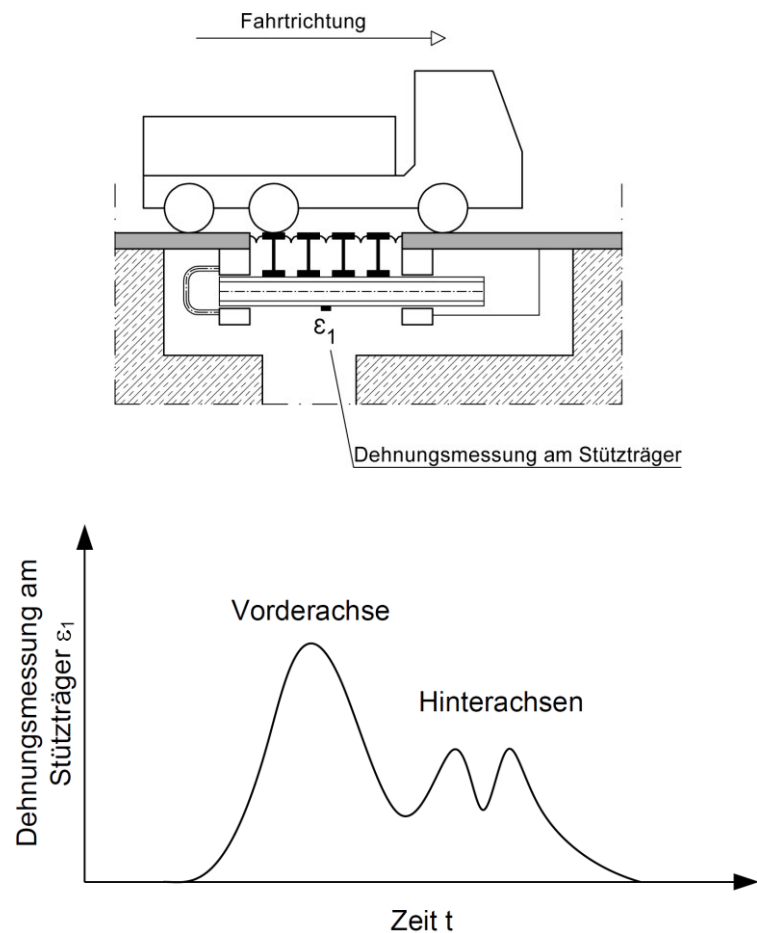


Abbildung 29: Fahrzeug während der Überfahrt über eine Lamellendehnfuge (oben) und während der Überfahrt am Stützträger gemessene Dehnungen (unten)

In [Gro12] werden Ergebnisse eines Forschungsprojekts vorgestellt, dessen Ziel die Entwicklung robuster Sensor- und Messtechnik und ihre Integration in eine FÜK darstellt. Der Fokus wurde dabei auf den Einsatz faseroptischer Sensorik gerichtet. Im Rahmen von Experimenten konnte gezeigt werden, dass die entwickelte Technik zur Bestimmung der Gewichte von PKW, entladenen und beladenen Transportern sowie beladenen LKW geeignet ist. Schwierigkeiten ergaben sich jedoch bei der Erfassung entladener LKW, was auf ein „Springen“ der hinteren Achsen bei der Überfahrt über die FÜK zurückgeführt wurde. Derzeit wird die Entwicklung des Systems bis zur Serienreife vorangetrieben.

Die Integration von Messtechnik in Schwenktraversen-Dehnfugen, welche bevorzugt bei sehr großen, komplexen Brückenbewegungen zum Einsatz kommen [Mau14], wird in [Man12, But12] erläutert. Die instrumentierte Dehnfuge erlaubt die Ermittlung der Achslasten sowie der Geschwindigkeit von Fahrzeugen. Eine erste Erprobung erfolgte auf einer Versuchsstrecke der Universität der Bundeswehr München.

Im Rahmen einer von Liebig et al. durchgeführten Bauwerksüberwachung wurden die Verformungen einer Lamellendehnfuge zur Bestimmung von Fahrzeuggewichten verwendet [Lie09]. Betrachtet wurden (1) die Durchbiegungen der Lamellen, wobei ein nachträglich installiertes laserbasiertes Messverfahren zum Einsatz kam, sowie (2) die Dehnungen der Stützträger. Das Messsystem wurde im Rahmen von Kalibrierfahrten mit Fahrzeugen unterschiedlicher Gewichte (25 t, 40 t und 60 t) justiert.

Die Bestimmung von Fahrzeuggewichten anhand der Verformungen von Lamellendehnfugen weist gegenüber herkömmlichen WIM-Systemen den Vorteil auf, dass die Installation der erforderlichen Messtechnik an den Lamellen bzw. den Stützträgern auch nachträglich [Lie09] mit vergleichsweise geringem Aufwand erfolgen kann. Zudem sind keine Arbeiten an der Fahrbahn zum Einlassen von Streifen- oder Plattensensoren erforderlich. Im Rahmen erster Anwendungen konnte gezeigt werden, dass derartige Systeme eine gute Eignung zur Bestimmung von Fahrzeuggewichten aufweisen.

Erfassung der Tragwerksreaktionen

Dehnungen

Die Messung von Dehnungen an Brückenbauwerken erfolgt häufig mittels herkömmlicher Dehnungsmessstreifen, Schwingsaitendehnungsmessern sowie faseroptischen Sensoren [Schn14a].

Dehnungsmessstreifen (DMS) werden unmittelbar auf das Messobjekt geklebt. Dehnungsänderungen des Messobjekts werden somit direkt auf den DMS übertragen und wirken sich auf dessen elektrischen Widerstand aus. DMS sind kostengünstig, jedoch anfällig gegenüber

elektromagnetischen Einflüssen und hoher Feuchtigkeit. Sie reagieren darüber hinaus empfindlich auf Temperaturen und Temperaturänderungen, was sich unter anderem in Form von Drifts in den aufgezeichneten Messdaten äußert [Schn14a].

Schwingsaitenaufnehmer bestehen aus einer vorgespannten, frei schwingbaren Saite, die von einem Hüllrohr geschützt wird (*Vibrating Wire*). Die Enden der Saite werden mit dem Messobjekt verbunden. Erfährt das Messobjekt eine Dehnung, so überträgt sich diese auf die Saite. Daraufhin ändern sich die Spannung der Saite und damit ihre Grundfrequenz. Schwingsaitenaufnehmer sind langzeitstabil und können auch bei großen Kabellängen eingesetzt werden [ISIS01], eignen sich allerdings nur eingeschränkt zur Messung von Dehnungsänderungen in Folge dynamischer Beanspruchungen [Akt03, Schn14a].

Faseroptische Sensoren (FOS) nutzen keine elektrischen, sondern optische Messverfahren. Das Prinzip basiert auf Lichtsignalen, die durch Lichtwellenleiter (z. B. Glasfasern) gesendet werden. Werden die Leiter z. B. durch Dehnung, Biegung, Torsion oder Temperatur beansprucht, so wirkt sich diese Beanspruchung auf die Charakteristik der hindurchgeleiteten Lichtsignale aus. FOS sind langzeitstabil, präzise, zuverlässig und verfügen über ein schnelles Ansprechverhalten. Sie sind weiterhin unempfindlich gegenüber elektromagnetischer Strahlung und eignen sich für einen verlustarmen Signaltransport auch über sehr große Distanzen. Außerdem sind sie sehr robust und können selbst in extremen klimatischen und chemisch aggressiven Umgebungen eingesetzt werden [Gli07, Akt03, ISIS01]. Mit FOS kann eine Vielzahl unterschiedlicher Messgrößen erfasst werden. Häufig zur Messung von Dehnungen eingesetzte FOS sind Faser-Bragg-Gittersensoren (FBG). Faser-Bragg-Gitter sind Beugungsgitter, die mittels UV-Licht entlang des Lichtwellenleiters in die Faser eingebrannt werden. Jedes Beugungsgitter stellt einen Dehnungsmesser dar. Pro Faser ist die Anordnung von bis zu 100 Beugungsgittern möglich [Ber09]. Auf diese Weise kann mit Hilfe einer einzigen Faser eine sehr große Anzahl diskreter Messpunkte abgetastet werden [Schn14a].

Zur Strukturidentifikation von Brückenbauwerken eignen sich insbesondere FOS. Diese erfüllen höchste Anforderungen in Bezug auf Präzision und Robustheit. Die Vorteile von FOS überwiegen in vielen Fällen den Kostennachteil, der sich insbesondere aufgrund der höheren

Kosten der Datenakquisitionssysteme (*Interrogatoren*) im Vergleich zu konventioneller elektrischer oder kapazitiver Sensorik ergibt [Gli07].

Verschiebungen

Eine vielfach eingesetzte Art von Messaufnehmern zur Erfassung von Verschiebungen sind induktive Wegaufnehmer. Diese beruhen auf dem Prinzip, dass sich die Scheinwiderstände zweier Spulen infolge der Verschiebung eines in den Spulen beweglichen Magneten ändern. Induktive Wegaufnehmer sind vergleichsweise teuer, dafür jedoch haltbar, robust, besitzen eine gute Auflösung und können auch bei dynamischer Beanspruchung verwendet werden [Akt03, Schn14a].

Verschiebungen lassen sich ebenfalls mit Schwingsaitenaufnehmern erfassen. Diese funktionieren nach dem gleichen Prinzip wie die entsprechenden Dehnmessgerätee und verfügen demnach über die gleichen Eigenschaften und Einsatzbereiche [Schn14a].

Ein FOS zur Messung von Verschiebungen ist der sogenannte *SOFO*-Sensor (*Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques*, frz. für „Bauwerksüberwachung mit optischen Fasern“), der an der EPFL in Lausanne entwickelt wurde und von der Firma SMARTEC (Roctest-Gruppe) vertrieben wird [Ina08]. SOFO-Sensoren bestehen aus einem Schutzschlauch, in dem zwei Lichtwellenleiter verlaufen. Einer der Lichtwellenleiter – die Messfaser – wird vorgespannt und an seinen Enden am Messobjekt befestigt, wodurch Verformungen des Messobjekts auf die Faser übertragen werden. Der andere Lichtwellenleiter – die Referenzfaser – wird spannungsfrei neben der Messfaser verlegt und dient der Kompensation temperaturbedingter Einflüsse. Durch dieses Prinzip sind die erfassten Längenänderungen nahezu temperaturunabhängig [Bru08]. SOFO-Sensoren können in Längen von 20 cm bis zu 20 m hergestellt werden [Ina08, Gli07]. Eine von vielen Einsatzmöglichkeiten ist die Messung von Rissbreiten an Stahlbetontragwerken [Schn14a].

Neben den beschriebenen Systemen existieren geodätische Verfahren zur Messung von Verschiebungen, z. B. die Laser-Interferometrie. Diese Verfahren basieren auf dem berührungslosen Abtasten der Bauteiloberfläche und sind dadurch keinem direkten Verschleiß

ausgesetzt. Geodätische Messgeräte sind zwar kostenintensiv, bieten jedoch eine hohe Genauigkeit bei der Erfassung der Messgrößen. Sie eignen sich insbesondere zur Durchbiegungsmessung von Brückenbauwerken, was mit herkömmlicher Sensorik nicht ohne den Einsatz von entsprechenden Messgeräten möglich ist. Ein laserbasiertes Verfahren zur Messung von Durchbiegungen eines Brückenbauwerks wurde z. B. in [Lie11] angewendet.

Querschnittsneigungen

Zur Messung der Querschnittsneigung, d. h. der Verdrehung des Querschnitts um die in Querrichtung verlaufenden Achsen, stehen verschiedene Arten von Neigungsmessern zur Verfügung. Die Sensoren werden auch mit *Inklinometer* oder *Tiltmeter* bezeichnet. Am häufigsten werden Schwingsaitenneigungsmesser, elektronische Neigungsmesser, Servo-Neigungsmesser und FOS zur Neigungsmessung eingesetzt [Akt03, Schn14a].

Schwingsaitenneigungsmesser basieren auf der Änderung der Grundfrequenz einer eingespannten schwingenden Saite, die durch ein im Inneren des Sensors aufgehängtes Pendel beeinflusst wird. Wie alle Schwingsaitenmessaufnehmer eignen sich diese für Langzeitmessungen, jedoch nicht zur Messung von dynamisch verursachten Verformungsänderungen [Akt03, Schn14a].

Elektronische Neigungsmesser beruhen auf dem Prinzip der Wasserwaage. Die Neigung wird anhand der Spannungsänderung erfasst, die sich aufgrund der Lage einer Gasblase in einem mit einer leitenden Flüssigkeit gefüllten Hohlkörper ergibt. Elektronische Neigungsmesser eignen sich nicht zur Messung von sich schnell ändernden Querschnittsneigungen [Schn14a].

Servo-Neigungsmesser beinhalten ein Pendel, welches bei Schiefstellung aus seiner Ruhelage heraus gezwungen wird. Dieser Bewegung wirkt ein Servosystem entgegen. Anhand der dazu benötigten elektrischen Energie können Rückschlüsse auf die Schiefstellung des Sensors gezogen werden. Servo-Neigungsmesser eignen sich auch zur Messung von sich schnell ändernden Querschnittsneigungen [Schn14a].

FOS, die zur Messung von Querschnittsneigungen eingesetzt werden können, sind z. B. SOFO-Sensoren.

Aufgrund ihrer guten Eignung zur Neigungsmessung auch bei dynamischer Beanspruchung sollten bei der Dauerüberwachung von Brückenbauwerken Servo-Neigungsmesser oder faseroptische Sensoren zum Einsatz kommen. Faseroptische Sensoren bieten darüber hinaus hervorragende Eigenschaften bezüglich ihres Messverhaltens und ihrer Robustheit.

Erfassung der Umweltbedingungen

Während der Dauerüberwachung sind neben den Tragwerksreaktionen auch die Umgebungsbedingungen, d. h. Temperaturen und Windlasten, zu erfassen.

Temperaturen werden unmittelbar am Bauteil gemessen. Im Vergleich zur Lufttemperatur lassen Bauteiltemperaturen genauere Rückschlüsse auf die Temperaturbeanspruchung des Tragwerks zu. Um neben den konstanten auch die linear über die Höhe veränderlichen Anteile erfassen zu können, sollten Temperaturmessungen an der Querschnittsoberseite sowie der -unterseite durchgeführt werden. Zur Messung der Temperaturen lassen sich Thermoelemente, Thermistoren und Widerstandsthermometer sowie FOS einsetzen [Schn14a].

Die Bestimmung von Windgeschwindigkeit und Winddruck kann durch den Einsatz einfacher Schalensternanemometer oder – bei höheren Anforderungen an die Genauigkeit – Ultraschallanemometer erfolgen [Schn14a], die in der Nähe des zu überwachenden Brückenbauwerks installiert werden.

3.5.3 Messdatenvorverarbeitung

Die hier beschriebenen Methoden zur Messdatenvorverarbeitung werden ausschließlich auf die erfassten Tragwerksreaktionen angewendet. Ihre wesentlichen Aufgaben stellen die Nulllinienkorrektur und die Filterung dar.

Nulllinienkorrektur

Die erfassten Tragwerksreaktionen werden in der Regel nicht nur durch die kurzfristig auftretenden Verkehrslasten, sondern ebenso durch langfristige Temperatureinwirkungen beein-

flusst. Da für eine Strukturidentifikation im Wesentlichen die von der Fahrzeugbeanspruchung hervorgerufenen Änderungen der Tragwerksreaktionen von Bedeutung sind, werden die Messwerte anhand einer Nulllinienkorrektur weitgehend von Temperatureinflüssen befreit. Auf diese Weise erhalten die Messwerte ein neues Bezugsniveau, was sich zudem günstig auf den rechnerischen Aufwand bei der Durchführung des Adaptionprozesses auswirkt [Lub09].

Die Nulllinienkorrektur erfolgt auf Grundlage eines Zeitintervalls Δt . In diesem Zeitintervall wird zunächst der arithmetische Mittelwert der erfassten Messwerte berechnet. Im Anschluss wird der korrigierte Verlauf der Messwerte bestimmt, indem die Differenz aus den erfassten Messwerten und dem zuvor berechneten Mittelwert gebildet wird, d. h., der Mittelwert wird in die Nulllinie verschoben. Der Vorgang der Nulllinienkorrektur ist in Abbildung 30 dargestellt.

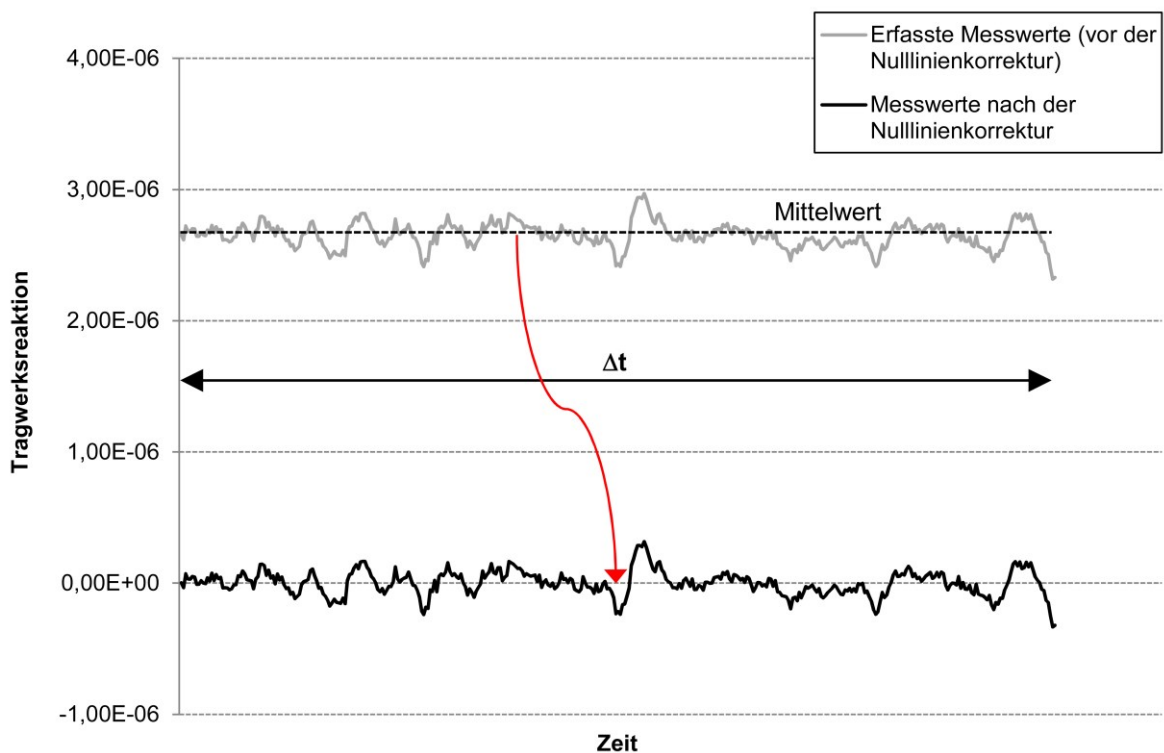


Abbildung 30: Nulllinienkorrektur von Messdaten

Filterung

Die Tragwerksreaktionen, die während der Überfahrt eines Fahrzeugs über eine Brücke aufgezeichnet werden, beinhalten neben den statischen Anteilen infolge des Fahrzeuggewichts ebenso dynamische Anteile, die aus den angeregten Bauwerksschwingungen resultieren (Abbildung 31). Die Ausprägung der Schwingungen ist dabei abhängig von den dynamischen Eigenschaften des Fahrzeugs und der Brücke, der Fahrzeuggeschwindigkeit sowie der Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche. Das Verhältnis zwischen den dynamischen Reaktionen und den statischen Antworten wird mit Hilfe des dynamischen Vergrößerungsfaktors beschrieben. Dieser ist wie folgt definiert [Bur95]:

$$\Phi = \frac{R_{dyn}}{R_{stat}} \quad (\text{Gl. 9})$$

mit ϕ = dynamischer Vergrößerungsfaktor, R_{dyn} = dynamische Tragwerksreaktion, R_{stat} = statische Tragwerksreaktion.

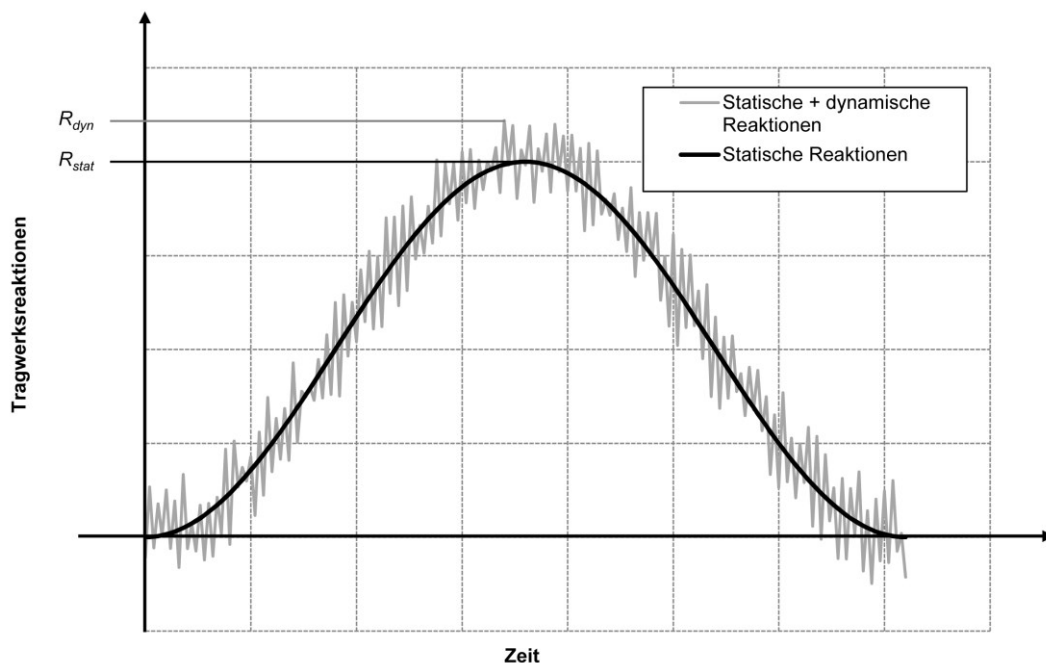


Abbildung 31: Statische und dynamische Tragwerksreaktionen eines Brückenbauwerks infolge eines überfahrenden Fahrzeugs

Durch Überführung einer über die Zeit gemessenen Tragwerksreaktion in den Frequenzbereich, z. B. mittels einer *Fourier-Transformation*, lässt sich das Leistungsdichtespektrum des Messsignals bestimmen. Dieses gibt Aufschluss über die frequenzabhängige Verteilung der Leistung des Signals. In Abbildung 32 ist beispielhaft das Leistungsdichtespektrum einer gemessenen Tragwerksreaktion aufgetragen. Darin sind deutlich vier Leistungsspitzen erkennbar: Die Spitze im Bereich bis 1 Hz repräsentiert die quasi-statische Strukturantwort, die Spitze bei etwa 3 Hz die Grundfrequenz des Bauwerks (erste Eigenfrequenz) und die weiteren Spitzen um 4 Hz die Obertöne der Bauwerksschwingung.

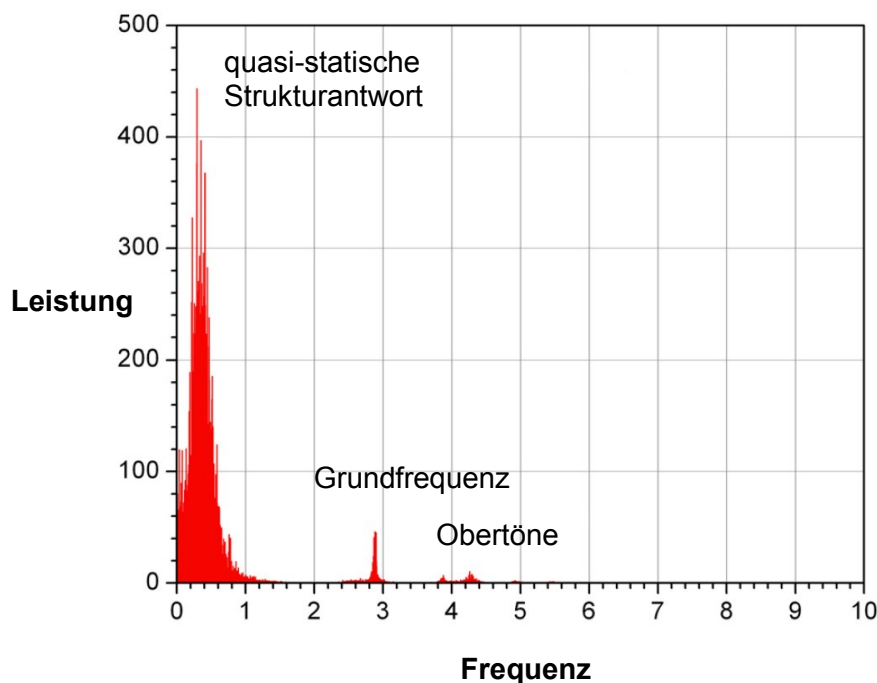


Abbildung 32: Leistungsdichtespektrum einer an einem Brückenbauwerk gemessenen Tragwerksreaktion [Lu08]

Da zur verformungsbasierten Strukturidentifikation lediglich die statischen Anteile der Tragwerksreaktionen betrachtet werden, sind die dynamischen Anteile in den aufgezeichneten Messdaten zu eliminieren. Besonders wirkungsvoll lässt sich dies durch den Einsatz von Tiefpassfiltern realisieren. Bei der Tiefpassfilterung eines Signals werden sämtliche Leistungsanteile oberhalb der vorgegebenen Eckfrequenz aus dem Gesamtsignal entfernt. Die

Leistungsanteile der Frequenzen unterhalb der Eckfrequenz bleiben dagegen von der Signalbearbeitung unbeeinflusst. Auf diese Weise lässt sich ebenso hochfrequentes Signalrauschen unterdrücken. Tiefpassfilter, die sich unter anderem wegen ihrer kurzen Signalverarbeitungsdauer für diese Zwecke als besonders geeignet erwiesen haben [Lu08], sind z. B. *Chebyshev-Filter*.

3.6 Strukturidentifikation

Die entwickelte Komponente zur Strukturidentifikation umfasst folgende Module:

- Das Optimierungsmodul zur Lösung des Optimierungsproblems,
- das Berechnungsmodul zur statischen Analyse der Lösungskandidaten während des Optimierungsprozesses und
- das Adaptionsmodul, welches für die Steuerung sämtlicher Abläufe zuständig ist und daher die wichtigste Bedeutung bei der Strukturidentifikation einnimmt.

Die entwickelten Module sowie die Anbindung der Datenbanken sind in Abbildung 33 dargestellt.

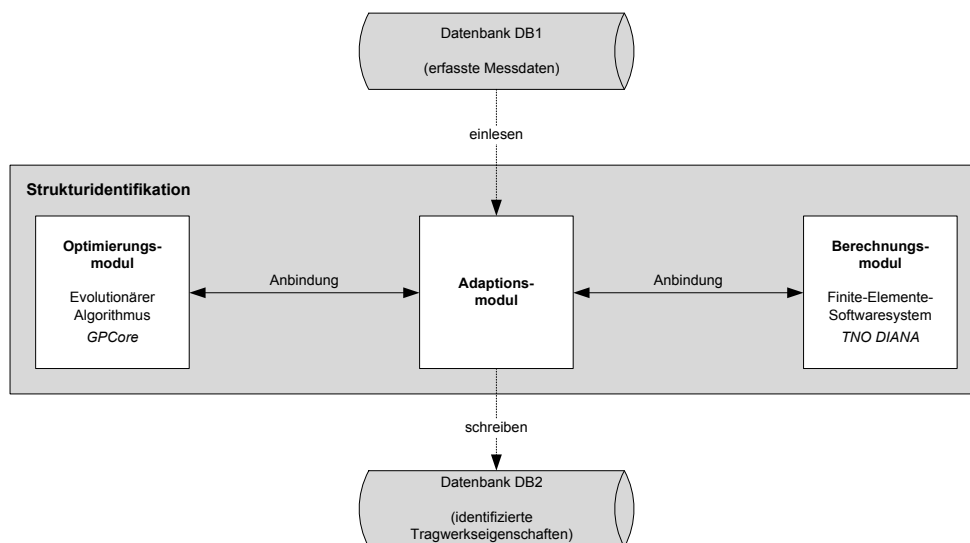


Abbildung 33: Module der Strukturidentifikation und Anbindung der Datenbanken [Kar09]

3.6.1 Optimierungsmodul

Das zur Strukturidentifikation entwickelte Optimierungsmodul basiert auf dem evolutionären Optimierungskern *GPCore*, einem Optimierungsalgorithmus auf Grundlage der genetischen Programmierung [Pul12, Pul07]. Aufgrund der gewählten Implementierungsform ist der *GPCore* generisch einsetzbar und hat sich bereits mehrfach als sehr geeignet zur Lösung komplexer Problemstellungen des Bauingenieurwesens erwiesen [Pul12, Lub09, Schn14b, Kar09]. Um eine größtmögliche Flexibilität bei der Einbindung sowie der Anpassung der Funktionalitäten des *GPCore* an die Optimierungsaufgabe zu erreichen, wurde der Quellcode im Rahmen der vorliegenden Arbeit aus der ursprünglichen Programmiersprache C++ in die Programmiersprache C# überführt.

Bei der Strukturidentifikation werden durch den *GPCore* ausschließlich die Genotypen möglicher Lösungskandidaten erzeugt. Die Definition der Bildungsvorschrift, die Interpretation und die Weiterverarbeitung der Genotypen sowie die Fitnessbewertung erfolgt durch das Adaptionmodul (siehe Kapitel 3.6.3).

Bildungsvorschrift

Die Bildungsvorschrift enthält die Definition möglicher Ausprägungen und Strukturen der genotypischen Repräsentationen der Individuen [Pul12] und grenzt damit den im Rahmen des Optimierungsprozesses zu untersuchenden Lösungsraum ein. Die im *GPCore* verwendete Syntax zur Formulierung der Bildungsvorschrift basiert auf der *Backus-Naur-Form* (BNF). Die BNF ist eine kontextfreie Metasprache zur Definition regulärer Grammatiken und eignet sich ebenso zur Notation der Regeln von Optimierungsaufgaben [Pul12]. Eine Bildungsvorschrift auf Grundlage der BNF wurde im Rahmen der GP erstmalig von Geyer-Schulz eingesetzt [Gey95].

In der BNF werden *nicht-terminierte* und *terminierte* Symbole unterschieden. Nicht-terminierte Symbole repräsentieren Variablen und werden in eckigen Klammern < > notiert, terminierte Symbole bilden dagegen Konstanten und werden durch Anführungsstriche ' ' gekennzeichnet. Die Spezifizierung nicht-terminierter Symbole erfolgt anhand von Regeln.

Eine BNF-Regel besteht aus einer Zuweisung eines Ausdrucks zu dem entsprechenden Symbol, was mit Hilfe des Zuweisungsoperators `:=` erfolgt. Der Ausdruck kann sich zusammensetzen aus einer beliebigen Folge nicht-terminierter und terminierter Symbole, wobei durchaus auch rekursive Verknüpfungen üblich sind [Pul12]. Mögliche Alternativen innerhalb des Ausdrucks werden durch einen senkrechten Trennstrich `|` voneinander abgegrenzt.

Die Anwendung der BNF wird im Folgenden anhand eines Beispiels zur Bildung mathematischer Funktionsvorschriften demonstriert. Die zugehörigen BNF-Regeln sind in Listing 1 dargestellt. Das nicht-terminierte Symbol `<S>` kennzeichnet das Startsymbol. Für das nicht-terminierte Symbol `<Func>` existieren zwei mögliche Alternativen, wobei letztere einen rekursiven Aufruf beinhaltet, d. h., innerhalb des Ausdrucks ist wiederum eine Referenz auf das Symbol `<Func>` enthalten. Das nicht-terminierte Symbol `<Trig>` verweist entweder auf die terminierten Symbole `'sin'` oder `'cos'`. Das nicht-terminierte Symbol `<Exp>` verweist auf eine Ziffer zwischen 1 und 5.

```
<S>          := 'y=' <Func>
<Func>       := <Trig> '(x^' <Exp> ' )' | <Trig> '(x^' <Exp> ' )+' <Func>
<Trig>       := 'sin' | 'cos'
<Exp>        := 1 | 2 | 3 | 4 | 5
```

Listing 1: BNF-Regeln zur Bildung mathematischer Funktionsvorschriften

Mögliche Realisierungen von Funktionsvorschriften, die durch die Anwendung der Regeln aus Listing 1 erzeugt wurden, sind in Listing 2 dargestellt. Abbildung 34 zeigt für die Funktionsvorschrift der zweiten Zeile exemplarisch den zugehörigen Ableitungsbaum.

```
y=sin(x^2)
y=sin(x^4)+cos(x^2)
y=cos(x^1)+cos(x^5)+sin(x^5)+cos(x^2)+sin(x^4)
```

Listing 2: Mögliche Realisierungen mathematischer Funktionsvorschriften unter Verwendung der BNF-Regeln aus Listing 1

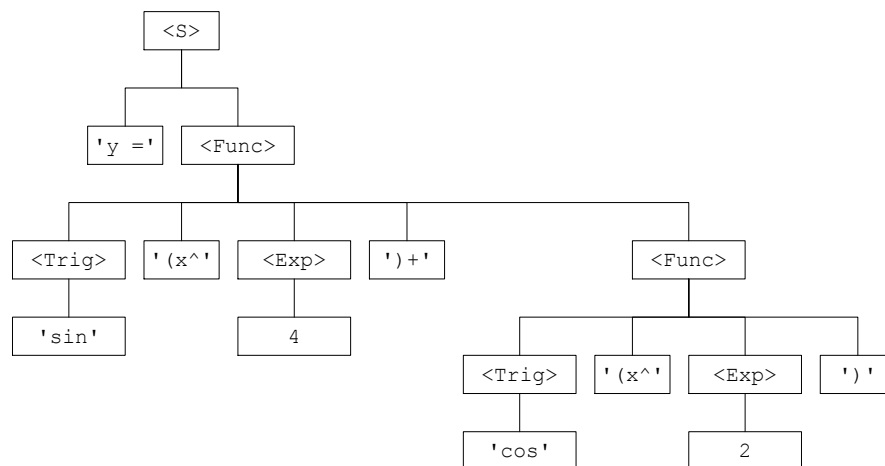


Abbildung 34: Ableitungsbaum der Funktionsvorschrift der zweiten Zeile aus Listing 2

Im ursprünglichen Sinne der BNF erfolgt die Notation numerischer Werte durch die Verknüpfung von Ziffern. Entsprechende BNF-Regeln zeigt Listing 3. Dort verweist das nicht-terminierte Symbol `<Zahl>` entweder auf das nicht-terminierte Symbol `<Ziffer>`, welches eine der Ziffern zwischen 0 und 9 repräsentiert, oder auf eine Verkettung aus sich selbst (rekursiver Aufruf) und einer Ziffer. Durch den rekursiven Aufruf ist die Verkettung beliebig vieler Ziffern zu einer Zahl möglich.

```

<Zahl>      := <Ziffer> | <Zahl> <Ziffer>
<Ziffer>    := 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9
  
```

Listing 3: BNF-Regeln zur Notation von Zahlen

Das beschriebene Prinzip zur Bildung von Zahlen weist einige entscheidende Nachteile auf, die ihre Anwendung zur Lösung von Optimierungsproblemen des Ingenieurwesens einschränken [Pul12]. Ein wesentlicher Aspekt ist die Gefahr eines *Code Bloat* [Koz94], bei dem die Anzahl der Knoten der Ableitungsbäume durch rekursive Aufrufe stetig wächst, ohne dass dabei eine Verbesserung der Fitness eintritt [Pul12]. Zur Repräsentation numerischer Werte wurde daher in [Pul07] das nicht-terminierte *Wertebereich-Symbol* eingeführt, mit dem sich Zahlen zwischen beliebigen Unter- und Obergrenzen in beliebigen Schrittweiten erzeugen

lassen. Das Wertebereich-Symbol erlaubt gegenüber der klassischen Vorgehensweise zur Erzeugung von Zahlen eine sehr flexible Einschränkung des zulässigen Wertebereichs bei gleichzeitiger Unterbindung des Code Bloat [Pul12, Pul07].

```
<Zahl>      := [-5;15;0.01]
```

Listing 4: Wertebereich-Symbol zur Erzeugung von Zahlen zwischen -5 und 15 mit einer Schrittweite von 0,01

Initialisierung

Bei der Bildung der Initialpopulation werden für sämtliche in der Bildungsvorschrift definierten Symbole entsprechende Realisierungen erzeugt. Um die Diversität der Population zu gewährleisten, erfolgt die Initialisierung auf der Grundlage gleichverteilter Zufallszahlen. Die Genotypen der Individuen werden in Form von Ableitungsbäumen im Speicher des Rechners vorgehalten.

Fitnessbewertung

Im *GPCore* entspricht ein niedriger Fitnesswert einer hohen Anpasstheit. Das in Kapitel 2.2.3 beschriebene Maximierungsproblem wird daher auf mathematische Weise in ein Minimierungsproblem überführt. Die Berechnung der Fitnesswerte erfolgt durch das Adaptionsmodul (siehe Kapitel 3.6.3).

Bildung der Folgegenerationen

Selektion

Die Selektion von Elternindividuen zur Rekombination erfolgt durch die Anwendung der Rouletteradselektion (siehe Kapitel 2.2.3).

Rekombination

Bei der Rekombination werden Nachkommen durch den Austausch von Teilen der Ableitungsbäume zweier Elternindividuen auf Grundlage des in Kapitel 2.2.4 erläuterten Prinzips erzeugt.

Im ursprünglichen Sinne der GP können bei der Rekombination zweier Eltern beliebige Teilbäume miteinander vertauscht werden, d. h., die ausgewählten Teilbäume müssen nicht zwingend einem Symbol desselben Typs angehängt sein, wie Abbildung 15 zeigt. Dies kann zu einem unkontrollierten Wachstum der erzeugten Ableitungsbäume führen (Code Bloat). Darüber hinaus ist der Austausch genetischer Informationen zwischen zwei Knoten von unterschiedlichem Typ und damit auch unterschiedlicher Bedeutung wenig sinnvoll. Der im *GPCore* implementierte Rekombinationsmechanismus berücksichtigt daher ausschließlich den Austausch von Teilbäumen, die an Symbole des gleichen Typs angehängt sind. Dabei sind Symbole gleichen Typs solche Symbole, die auf dieselbe BNF-Regel zurückgeführt werden.

Mutation

Neben der in Kapitel 2.2.4 erläuterten regulären GP-Mutation beinhaltet der *GPCore* die in [Pul12, Pul07] eingeführte Methode zur probabilistischen Mutation, die sich insbesondere auf Realisierungen von Wertebereich-Symbolen, d. h. Zahlenwerte, anwenden lässt. Im Gegensatz zur regulären Mutation wird bei der probabilistischen Mutation der zu mutierende Zahlenwert nicht vollständig neu initialisiert, sondern gemäß dem ursprünglichen Gedanken der Mutation lediglich leicht verändert. Während die reguläre Mutation aufgrund der meist starken Veränderungen der Individuen vorwiegend der Exploration des Lösungsraums dient, eignet sich die probabilistische Mutation insbesondere für den Einsatz während der Exploitationsphase.

Die probabilistische Mutation basiert auf der Erzeugung normalverteilter Zufallszahlen. Das Vorgehen ist beispielhaft in Abbildung 35 anhand der Mutation eines Wertebereich-Symbols mit einem ursprünglichen Wert von 2,50 dargestellt: Zunächst wird eine Gauß'sche Glocken-

kurve erstellt, deren Median dem ursprünglichen Wert des zu mutierenden Symbols entspricht, d. h. $\mu = 2,50$. Die Standardabweichung ist frei definierbar und wurde im vorliegenden Fall zu $\sigma = 0,60$ gewählt. Auf Grundlage der gegebenen Normalverteilung wird eine Zufallszahl erzeugt, die sich im Beispiel zu 2,12 ergibt. Diese Zufallszahl entspricht dem neuen Wert des Symbols nach der Mutation. Zur softwareseitigen Erzeugung normalverteilter Zufallszahlen wird die *Polar-Methode* [Mar64] angewendet.

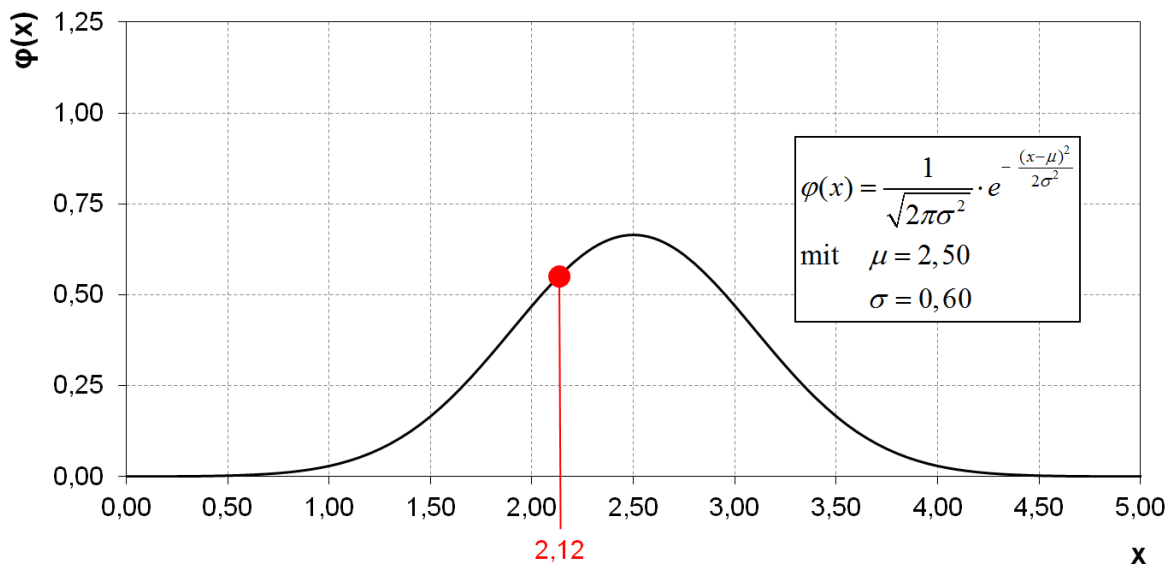


Abbildung 35: Probabilistische Mutation auf Grundlage der Normalverteilung

Die probabilistische Mutation lässt sich ebenfalls auf solche Symbole anwenden, deren Realisierungsmöglichkeiten in einer geordneten Form vorliegen, z. B. weil sie über gewisse Ähnlichkeiten verfügen. Auf Symbole mit ungeordneten Realisierungsmöglichkeiten kann dagegen ausschließlich die reguläre Mutation angewendet werden.

Elitismus

Um die besten Individuen einer Generation zu erhalten, werden diese ohne Veränderungen in die nachfolgende Generation übertragen.

New-Blood-Operator

Eine im Rahmen der vorliegenden Arbeit entstandene Neuerung gegenüber der ursprünglichen Implementierung des *GPCore* stellt der sogenannte *New-Blood-Operator* dar. Durch seine Anwendung wird jeder Generation eine vorgegebene Anzahl neuer, zufällig erzeugter Lösungskandidaten zugeführt, wodurch eine Zuwanderung fremder Individuen zu einer Population simuliert wird. Auf diese Weise lässt sich einer möglichen Stagnation der Population vorbeugen [Wor09]. In vielen Fällen hat sich herausgestellt, dass durch die Anwendung des *New-Blood-Operators* Lösungskandidaten mit einer guten Fitness entstehen können, deren Chromosome den weiteren Verlauf des Optimierungsprozesses günstig beeinflussen.

Exploration und Exploitation

Zur Steuerung der Explorations- und Exploitationsphase verfügt der *GPCore* über folgende Parameter, die individuell für die Explorations- und die Exploitationsphase definiert werden können:

- Anzahl der Generationen,
- Anzahl der Individuen in jeder Generation,
- Rekombinationsrate,
- Mutationsrate für die reguläre Mutation,
- Mutationsrate für die probabilistische Mutation einschließlich der Standardabweichungen für sämtliche Symbole.

3.6.2 Berechnungsmodul

Das Berechnungsmodul wird durch eine extern angebundene FE-Software repräsentiert. Die Software dient ausschließlich der Berechnung der Tragwerksreaktionen bei der Modelladaptation. Um eine FE-Software in das entwickelte Verfahren einbinden zu können, muss diese zwei grundlegende Anforderungen erfüllen:

- Die Software muss über Elementtypen verfügen, die sich zur hinreichend genauen Simulation des zu überwachenden Bauwerks eignen. In Abhängigkeit vom Tragverhalten des Bauwerks muss über den Einsatz einfacher Balken- oder komplexerer Flächen- sowie Raumtragwerke entschieden werden. Bei der Erzeugung der FE-Modelle ist stets zu bedenken, dass die Modellanalyse den größten Zeitaufwand bei der Modelladaption erfordert. Da häufig eine große Anzahl von Modellen analysiert werden muss, bis eine ausreichend genaue Lösung vorliegt, sollten nach Möglichkeit einfache Modelle mit möglichst niedriger Elementanzahl bevorzugt werden.
- Die Software muss sich extern ansteuern lassen, d. h. unabhängig von ihrer meist vorhandenen grafischen Benutzeroberfläche. Hierzu ist eine offene Schnittstelle erforderlich, die die Dateneingabe und -ausgabe sowie die Initiierung der Berechnung ermöglicht.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde als Berechnungsmodul die FE-Software *TNO DIANA*, Version 9.4.4 [TNO11], verwendet. Die Software verfügt über eine umfangreiche Elementbibliothek und eignet sich daher zur Lösung vielfältiger sowie komplexer Strukturprobleme des Bauingenieurwesens. *DIANA* bietet die Möglichkeit der textdateibasierten Benutzerinteraktion, d. h., der gesamte Datenaustausch kann vollständig auf Grundlage von Textdateien erfolgen. Grundsätzlich wird dabei zwischen drei Dateitypen unterschieden:

- **Eingabedateien** (Dateiendung *.dat) enthalten sämtliche Informationen zu den zu analysierenden FE-Modellen einschließlich Knotenkoordinaten, Elementen, Elementtypen, Materialdaten, Querschnitten, Auflagern, Einwirkungen usw. Ein Beispiel für eine Eingabedatei ist in Listing 5 dargestellt.
- **Befehlsdateien** (Dateiendung *.com) umfassen allgemeine Vorgaben zur Berechnung sowie zur Art der Ergebnisausgabe.
- **Ergebnisdateien** (Dateiendung *.tb) beinhalten die Ergebnisse der FE-Berechnung, d. h. Schnittgrößen, Verformungen, Auflagerkräfte usw. Ein Beispiel für eine Ergebnisdatei ist in Listing 6 dargestellt.

```
ANALYSIS TYPE      : Structural 2D
'UNITS'
LENGTH    MM
TIME      SEC
TEMPER    KELVIN
FORCE     N
'COORDI' DI=2
1         0 0
2         500 0
3         1000 0
[...]
'ELEMEN'
CONNECTIVITY
1         L7BEN  1 2
2         L7BEN  2 3
3         L7BEN  3 4
[...]
81        SP1RO  1
82        SP1RO  81
MATERI
/ 1-80 /  1
/ 81-82 /  2
GEOMET
/ 1-80 /  1
/ 81-82 /  2
'MATERI'
1    YOUNG  30000
      POISON 0.2
2    SPRING 5000000
'GEOMET'
1    TSHAPE 1000 10500 300 7500
2    AXIS   0.000000E+00 0.000000E+01 0.100000E+00
'SUPPOR'
1    TR 2
1    TR 1
41   TR 2
81   TR 2
'LOADS'
CASE 1
NODAL
81    FORCE 2 310000
'END'
```

Listing 5: Auszug aus einer Eingabedatei zur Analyse mit *TNO DIANA*

```

Analysis type      LINSTA
Load case nr.     1
Result            DISPLA TOTAL  TRANSL
Axes              GLOBAL

Nodnr             DtX             DtY             DtZ
  21      1.645778651E-15  1.087711832E+00  0.000000000E+00
  61      8.179070333E-15 -3.584035063E-01  0.000000000E+00

Analysis type      LINSTA
Load case nr.     1
Result            FORCE  REACTI  TRANSL
Axes              GLOBAL

Nodnr             FBX             FBY             FBZ
   1      2.462184057E-08  1.995839532E+05  0.000000000E+00
  41      0.000000000E+00  1.255885616E+05  0.000000000E+00
  81      0.000000000E+00 -1.517251475E+04  0.000000000E+00

Analysis type      LINSTA
Load case nr.     1
Result            STRAIN TOTAL  GREEN
Axes              GLOBAL
Location of results  NODES

Elmnr Srf Nodnr             EXX             X0             Y0             Z0
  11   1   11      -2.964486954E-07  5.000E+03  1.625E+02  0.000E+00
        2   11      -5.700936450E-07  5.000E+03  3.125E+02  0.000E+00
        3   11      -8.437385946E-07  5.000E+03  4.625E+02  0.000E+00
        4   11       9.805610694E-07  5.000E+03 -5.375E+02  0.000E+00
        5   11       3.420561870E-07  5.000E+03 -1.875E+02  0.000E+00
        6   11      -2.964486954E-07  5.000E+03  1.625E+02  0.000E+00
        1   12       4.446932427E-07  5.500E+03  1.625E+02  0.000E+00
        2   12       8.551793129E-07  5.500E+03  3.125E+02  0.000E+00
        3   12       1.265665383E-06  5.500E+03  4.625E+02  0.000E+00
        4   12      -1.470908418E-06  5.500E+03 -5.375E+02  0.000E+00
        5   12      -5.131075877E-07  5.500E+03 -1.875E+02  0.000E+00
        6   12       4.446932427E-07  5.500E+03  1.625E+02  0.000E+00

```

Listing 6: Auszug aus einer von *TNO DIANA* erzeugten Ergebnisdatei

Die Verwendung von Textdateien bietet den Vorteil, dass diese einfach zu erstellen und einzulesen sind. Darüber hinaus lassen sie sich leicht interpretieren, was eine deutliche Erleichterung bei der Programmierung und insbesondere bei der unabdingbaren Überprüfung des Programmablaufs darstellt. Der Befehl zur Durchführung einer FE-Analyse unter Angabe der Eingabe- und Befehlsdatei kann über die Konsole des Betriebssystems und damit auch aus einer Softwareapplikation heraus erfolgen. *DIANA* erfüllt somit sämtliche Voraussetzungen für einen uneingeschränkten Einsatz im Rahmen einer automatisierten Strukturidentifikation.

3.6.3 Adaptionmodul

Das Adaptionmodul nimmt die bedeutendste Rolle bei der Strukturidentifikation ein. Die Aufgaben des Moduls sind vielfältig und umfassen

- die Definition des FE-Basismodells und der Modellparameter,
- die Definition der Bildungsvorschrift für die Erzeugung der Lösungskandidaten und
- die Verarbeitung der Messdatensätze (Auslesen der Messdatensätze aus der Datenbank DB1, Durchführung der FE-Modelladaptionen sowie Ablegen der identifizierten Tragwerkseigenschaften in der Datenbank DB2).

Definition des FE-Basismodells und der Modellparameter

Die FE-Modelle, die der FE-Berechnung durch *TNO DIANA* unterzogen werden, basieren auf dem FE-Basismodell sowie den Inhalten der Modellparameter. Die Modellparameter repräsentieren die unsicheren und unbekannten Tragwerkseigenschaften, die im Rahmen der Modelladaption zu identifizieren sind. Der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit liegt auf Platten- und Balkenbrücken in Massivbauweise. Beispiele für übliche statische Systeme von Platten- und Balkenbrücken sind in Abbildung 36 dargestellt. Bei der Erstellung und Parametrisierung des FE-Basismodells sollten die im Folgenden beschriebenen Tragwerkseigenschaften als Modellparameter berücksichtigt werden (siehe auch Kapitel 2.1.2):

- Biegesteifigkeitsverteilung des Überbaus zur Beschreibung der Durchlaufwirkung bei mehrfeldrigen Brücken, der Rissbildung, der Materialeigenschaften, zur Abschätzung des

Einflusses nichttragender Bauteile sowie zur Identifikation steifigkeitsmindernder Schäden,

- Dreh- und Dehnfedersteifigkeiten der Auflager,
- Steifigkeiten von Anschlüssen, Verbindungen und Gelenken, z. B. zur Beschreibung von Teileinspannungen,
- Vorspannkkräfte bei Spannbetonbrücken.

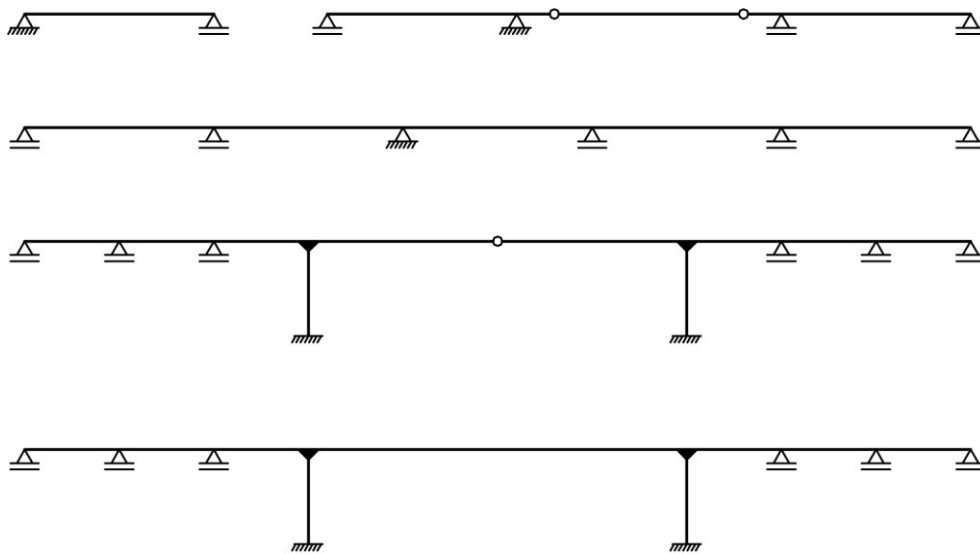


Abbildung 36: Beispiele für übliche statische Systeme von Platten- und Balkenbrücken (auf Grundlage von [Meh10])

Neben den Tragwerkseigenschaften erfordert die Strukturidentifikation auf Grundlage einer Dauerüberwachung die Erkennung der Fahrzeugpositionen. Dies ist ebenso bei der Parametrisierung des FE-Basismodells zu berücksichtigen.

Die Strukturidentifikation für sonstige Konstruktionsweisen bzw. Brückentypen (z. B. Hänge- und Schrägseilbrücken sowie Verbundbrücken) wird an dieser Stelle nicht weiter verfolgt. Durch die Möglichkeit der Einbindung entsprechender charakteristischer Modellparameter (z. B. Steifigkeit der Schrägseile, Steifigkeit des Verbundes zwischen Stahl und Beton bei Verbundbrücken usw.) ist die Übertragbarkeit des hier vorgestellten Konzepts auf andere Konstruktionsweisen bzw. Brückentypen jedoch gewährleistet.

Biegesteifigkeitsverteilung des Überbaus

Zur Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung von Überbauten in Massivbauweise eignen sich insbesondere nichtlineare mathematische Funktionen, deren Funktionswerte in Bauwerkslängsrichtung mit den Steifigkeitseigenschaften des Tragwerks, d. h. dem Flächenträgheitsmoment des Querschnitts oder dem Elastizitätsmodul des Baustoffs, verknüpft werden. Bekannte Ansätze basieren auf der Parabelfunktion und der Kosinusfunktion (siehe Kapitel 2.1.3). Da beide Funktionen jedoch zu tangential unstetigen Biegesteifigkeitsverläufen führen können, wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein verbesserter Ansatz auf Grundlage der Gauß'schen Glockenkurve entwickelt. Die Gauß'sche Glockenkurve eignet sich aufgrund ihres stetigen Funktionsverlaufs sehr gut zur Modellierung der Steifigkeitsverteilung von Tragwerken in Massivbauweise. Die entsprechende Funktionsvorschrift lautet:

$$\Delta B(x) = \Delta B_{\max} \cdot \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2 \cdot \sigma^2}\right) \quad (\text{Gl. 10})$$

mit $\Delta B(x)$ = relative Steifigkeitsabminderung des Trägers an der Stelle x , ΔB_{\max} = relatives Maß der maximalen Steifigkeitsabminderung im Bereich des Scheitelpunkts ($0 \leq \Delta B_{\max} < 1$), μ = Lage des Scheitelpunkts, σ = Standardabweichung der Glockenkurve.

Ein Beispiel für den Verlauf einer Funktion $\Delta B(x)$ für $\Delta B_{\max} = 0,5$, $\mu = 10$ und $\sigma = 2$ ist in Abbildung 37 dargestellt.

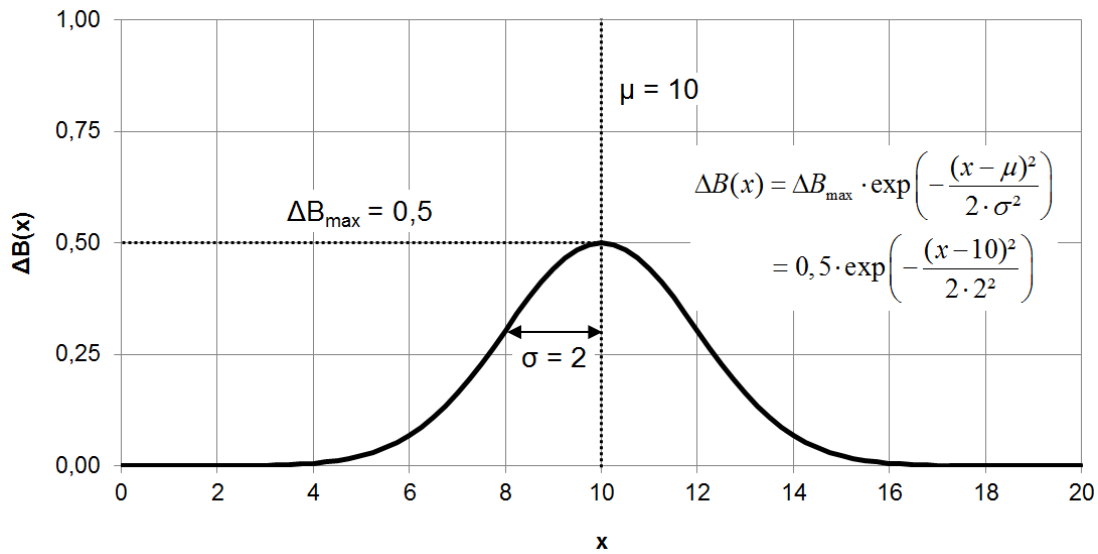


Abbildung 37: Funktion zur Modellierung der Steifigkeitsabminderung bei Massivtragwerken auf Grundlage der Gauß'schen Glockenkurve für $\Delta B_{\max} = 0,5$, $\mu = 10$ und $\sigma = 2$.

Da insbesondere bei mehrfeldrigen Überbauten in Massivbauweise an mehreren Orten eine Verminderung der Biegesteifigkeit erwartet werden muss, ist die Verwendung einer einzelnen Gauß'schen Glockenkurve zur Approximation der resultierenden Steifigkeitsverteilung in der Regel nicht ausreichend. Stattdessen ist an jeder Stelle eines Tragwerks, an der eine Verminderung der Biegesteifigkeit prognostiziert werden kann, eine Glockenkurve anzuordnen. Bei Einsatz mehrerer Glockenkurven ergibt sich die resultierende Biegesteifigkeit durch Überlagerung der verwendeten Kurven und Multiplikation des Ergebnisses mit der Ausgangsbiegesteifigkeit:

$$B(x) = B_0 \cdot \sum_{i=1}^n \Delta B_i(x) \quad (\text{Gl. 11})$$

mit $B(x)$ = Biegesteifigkeit des Trägers an der Stelle x , B_0 = Ausgangsbiegesteifigkeit des Trägers, $\Delta B_i(x)$ = Funktionswert der i -ten Glockenkurve an der Stelle x und n = Anzahl der verwendeten Glockenkurven.

Durch die Verwendung von Glockenkurven lassen sich selbst komplexe Biegesteifigkeitsverteilungen von Stahlbetonträgern mit nur wenigen Variablen approximieren, was sich sehr positiv auf die Robustheit der Modelladaption auswirkt. Aufgrund der tangentialen Stetigkeit der Gauß'schen Glockenkurve weist auch die Summenfunktion und damit die Biegesteifigkeitsverteilung des Trägers tangentielle Stetigkeit auf.

Die Funktionsparameter der einzelnen Gauß'schen Glockenkurven stellen die im Rahmen der Modelladaption anzupassenden Modellparameter dar (siehe auch Kapitel 2.1.3). Um die Anzahl der Modellparameter und damit den Rechenaufwand bei der Modelladaption zu verringern, sollte die Anzahl der verwendeten Glockenkurven auf ein Minimum reduziert werden. Zu diesem Zweck wird empfohlen, das betrachtete Tragwerk im Vorfeld der Überwachung einer Beanspruchungs- und Schwachstellenanalyse zu unterziehen. Ziel der Analyse ist die Erkennung von Bauwerksbereichen, an denen eine Abminderung der Biegesteifigkeit zu erwarten ist. Beispiele für solche Bereiche sind (1) stark beanspruchte Stellen des Tragwerks wie etwa Stellen extremer Biegemomente sowie (2) bekannte Schwachstellen der Konstruktion, an denen häufig tragwerksrelevante Schäden auftreten. Durch die Erkennung der betroffenen Bauwerksbereiche lässt sich nicht nur die minimal erforderliche Anzahl der Glockenkurven, sondern auch die Lage der Scheitelpunkte der Kurven μ fixieren. In diesem Fall müssen bei der Modelladaption für jede Glockenkurve lediglich das Ausmaß der Biegesteifigkeitsabminderung ΔB_{max} sowie die Standardabweichung σ identifiziert werden.

Die Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung eines Trägers unter Verwendung mehrerer Glockenkurven wird anhand des Beispiels in Abbildung 38 erläutert: Bei dem gezeigten Zweifeldträger treten bei etwa 0,21-, 0,5- und 0,79-facher Trägerlänge (effektive Stützweite von Balken und Platten im Hochbau gemäß Eurocode 2, Kapitel 5.3.2.2 [EC2-1-1]) extreme Biegemomente auf, die zur Rissbildung des Tragwerks führen können. Zur Approximation der Steifigkeitsverteilung des Trägers ist daher die Definition von drei Glockenkurven erforderlich, deren Scheitelpunkte in den Bereichen der extremalen Biegemomente liegen. In der Grafik sind beispielhaft sowohl die Funktionsverläufe der drei Glockenkurven als auch die aus der Überlagerung der Kurven resultierende Biegesteifigkeitsverteilung des Trägers dargestellt.

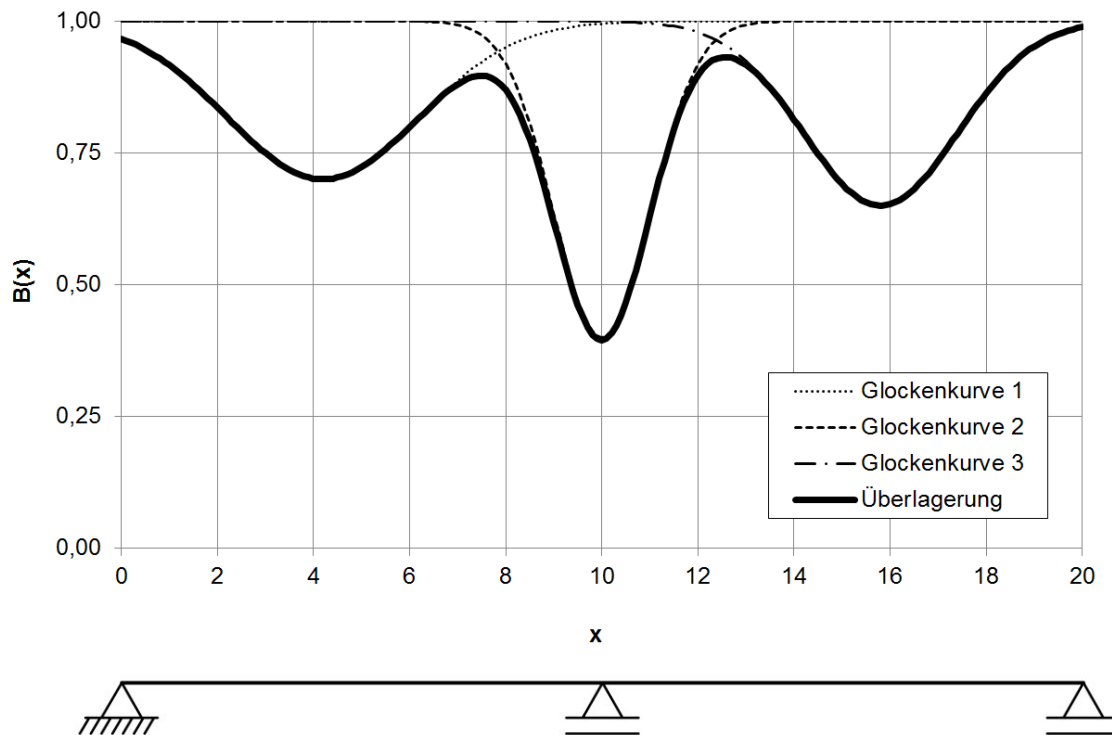


Abbildung 38: Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung unter Einsatz von drei Gauß'schen Glockenkurven (Kurve 1: $\Delta B_{\max,1} = 0,3$, $\mu_1 = 4,2$, $\sigma_1 = 2,0$ / Kurve 2: $\Delta B_{\max,2} = 0,6$, $\mu_2 = 10,0$, $\sigma_2 = 1,0$ / Kurve 3: $\Delta B_{\max,3} = 0,35$, $\mu_3 = 15,8$, $\sigma_3 = 1,6$)

Dreh- und Dehnfedersteifigkeiten der Auflager

Die Identifikation der tatsächlich vorhandenen Auflagerbedingungen, z. B. elastische Einspannungen sowie vertikale Nachgiebigkeiten, erfordert die Definition von Dreh- und Dehnfederlagern, die über die entsprechenden Freiheitsgrade verfügen. Die Steifigkeiten der definierten Federn sind mit Hilfe je eines Modellparameters zu beschreiben.

Steifigkeiten von Anschlüssen, Verbindungen und Gelenken

Zur Identifikation der tatsächlichen Steifigkeiten von Anschlüssen, Verbindungen und Gelenken (z. B. Koppelfugen, Einspannungen bzw. Teileinspannungen, Momentengelenken usw.) sind an den betroffenen Stellen entsprechende Dehn-, Dreh und ggf. Schubfedern in das FE-Basismodell zu integrieren. Die Steifigkeiten der definierten Federn sind mit Hilfe je eines Modellparameters zu beschreiben.

Vorspannkkräfte bei Spannbetonbrücken

Eine Bestimmung der tatsächlich wirkenden Spanngliedkräfte basiert auf der Modellierung der Spannglieder. Die Vorspannkkräfte, die in den Spanngliedern wirken, sind mit Hilfe entsprechender Modellparameter zu beschreiben. Beispielsweise ist die Definition eines Modellparameters in Form eines Faktors f_p mit $0 \leq f_p \leq 1$ möglich, der neben einem Abfall der Vorspannkraft ebenso ein vollständiges Spanngliedversagen abbilden kann.

Darüber hinaus ist die Einbindung von Modellen zur Beschreibung des Verhaltens von Koppelfugenquerschnitten denkbar, die mit den entsprechenden Modellparametern verknüpft werden.

Fahrzeugposition

Zum Messzeitpunkt der Modelladaption befindet sich ausschließlich ein einziges Fahrzeug auf der Brücke. Im Gegensatz zum Fahrzeuggewicht, welches beim Auffahren des Fahrzeugs auf die Brücke bestimmt wird, ist die jeweilige Position, an der sich das Fahrzeug zum Messzeitpunkt befindet, als unbekannt zu betrachten. Dementsprechend ist die Position des Fahrzeugs mit Hilfe eines Modellparameters zu beschreiben.

Beispiel FE-Basismodell und Modellparameter

In Abbildung 39 ist beispielhaft ein FE-Basismodell einer Brücke und der zugehörige Vektor der Modellparameter dargestellt.

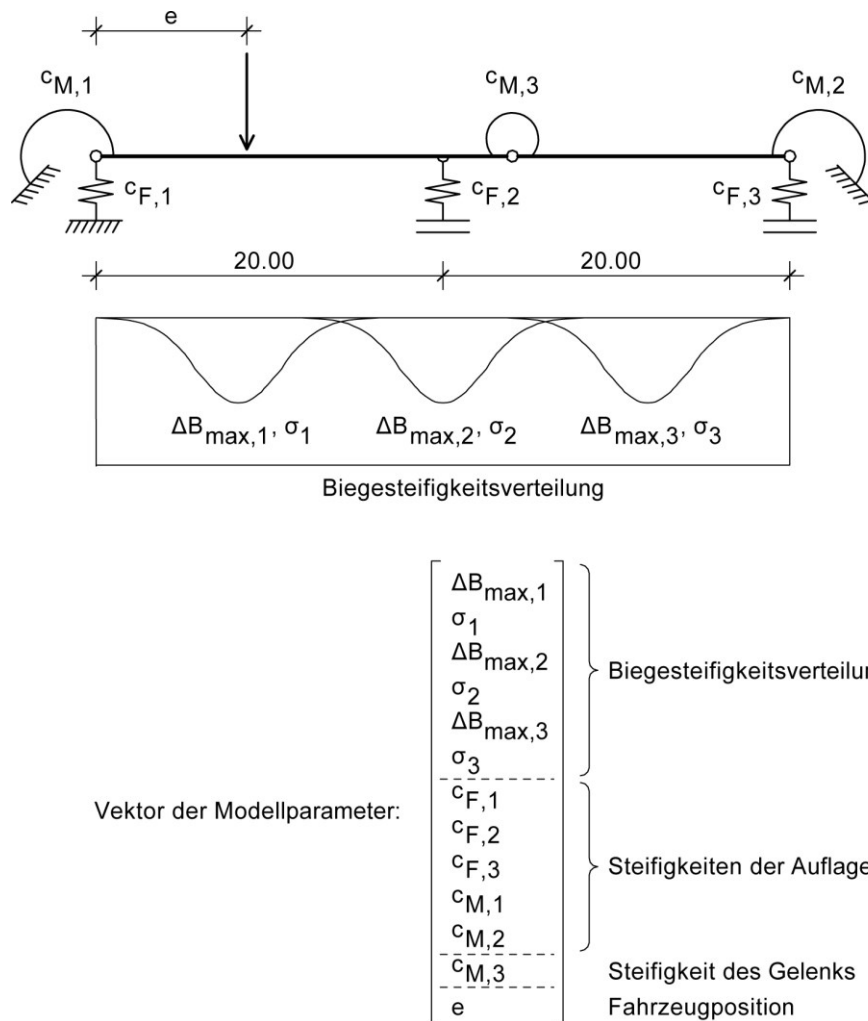


Abbildung 39: Beispiel für ein FE-Basismodell und die entsprechenden Modellparameter

Der Vektor der Modellparameter setzt sich wie folgt zusammen:

- Zur Identifikation der Biegesteifigkeitsverteilung des tatsächlichen Bauwerks werden drei Gauß'sche Glockenkurven verwendet. Die Kurven wurden in den Bereichen der größten Beanspruchungen (maximale Feldmomente, minimales Stützmoment) angeordnet und dort fixiert. Es ergeben sich somit für jede Kurve zwei Modellparameter $\Delta B_{\max,i}$ und σ_i , d. h., der resultierende Biegesteifigkeitsverlauf wird durch sechs Modellparameter beschrieben.
- Die Modellparameter $c_{F,1}$, $c_{F,2}$ und $c_{F,3}$ dienen der Identifikation der tatsächlichen vertikalen Nachgiebigkeit der Auflager. Zur Identifikation der Drehfedersteifigkeiten der Endauflager werden die Modellparameter $c_{M,1}$ und $c_{M,2}$ eingeführt.

- Der Modellparameter $c_{M,3}$ wird zur Identifikation der tatsächlichen Drehfedersteifigkeit des Momentengelenks definiert.
- Der Modellparameter e dient der Identifikation der Fahrzeugposition zum betrachteten Messzeitpunkt.

Definition der Bildungsvorschrift

Mit der Definition der Bildungsvorschrift erfolgt gleichzeitig die Deklaration der Optimierungsvariablen. Die Optimierungsvariablen entsprechen den Modellparametern des FE-Basismodells; die Bildungsvorschrift muss daher Definitionen für sämtliche vorhandenen Modellparameter enthalten. Darüber hinaus sind die zulässigen Wertebereiche für die Modellparameter zu definieren, d. h. Minimal- und Maximalwerte sowie Schrittweiten.

Durch eine sinnvolle Gruppierung zusammengehöriger Variablen zu übergeordneten Datentypen lässt sich eine Strukturierung der Optimierungsvariablen erreichen, sodass anstelle der „flachen“ Repräsentationen der Variablen in Form von Vektoren (siehe Abbildung 39) hierarchische, tief verästelte Baumstrukturen entstehen, welche der Repräsentationsform der Individuen bei der GP entsprechen und daher einen effektiveren Einsatz des Rekombinationsoperators ermöglichen.

In Listing 7 ist eine mögliche Bildungsvorschrift für das in Abbildung 39 gezeigte Beispiel dargestellt. Die Notation entspricht der im *GPCore* implementierten *Backus-Naur-Form* (siehe Kapitel 3.6.1). Den zugehörigen Ableitungsbaum zeigt Abbildung 40. Das Startsymbol $\langle S \rangle$ setzt sich zusammen aus den folgenden Symbolen:

- $\langle \text{SteifVert} \rangle$ – Die Biegesteifigkeitsverteilung wird unter Verwendung von drei Gauß’schen Glockenkurven $\langle \text{GaußGlocke} \rangle$ modelliert. Zur Beschreibung einer Glockenkurve dienen die Variablen $\langle \text{Abmind} \rangle$ (Ausmaß der relativen Steifigkeitsabminderung ΔB_{max}) und $\langle \text{Sigma} \rangle$ (Standardabweichung der Glockenkurve σ). Während der zulässige Wertebereich von $\langle \text{Abmind} \rangle$ zwischen 0 (d. h. keine Steifigkeitsabminderung) und 0,99 (d. h. relative Steifigkeitsabminderung um 99 %) in Schritten von 0,01 liegt, sind für $\langle \text{Sigma} \rangle$ Werte zwischen 1 m und 20 m in Schritten von 1 cm möglich.

- <Lagerung> – Die Lagerung des Trägers besteht aus zwei Endauflagern <EndAufl> und einem Zwischenauflager <ZwiAufl>. Sowohl die Endauflager als auch die Zwischenauflager verfügen über vertikal gerichtete Wegfedern mit der Steifigkeit <DehnSteif>, die Endauflager besitzen darüber hinaus Drehfedern mit der Steifigkeit <RotSteif>. Die Steifigkeiten der Federn liegen im Intervall zwischen einem sehr kleinen Wert im Bereich von 0 (sehr weiche Feder) und einem sehr großen Wert im Bereich von ∞ (sehr harte Feder).
- <Verbind> – Das Symbol <Verbind> beinhaltet ein weiteres Symbol <RotSteif>, welches der Beschreibung der Drehfedersteifigkeit des Momentengelenks dient.
- <FahrzPos> – Die Position des Fahrzeugs, welches die Brücke befährt, besitzt einen zulässigen Wertebereich von 0 m (Fahrzeug befindet sich über dem linken Endauflager) bis 40 m (Fahrzeug befindet sich über dem rechten Endauflager). Die Schrittweite beträgt 10 cm.

```

<S>                := <SteifVert> <Lagerung> <Verbind> <FahrzPos>

<SteifVert>        := <GaußGlocke> <GaußGlocke> <GaußGlocke>
<GaußGlocke>       := <Abmind> <Sigma>
<Abmind>           := [0;0.99;0.01]
<Sigma>            := [1;20;0.01]

<Lagerung>         := <EndAufl> <ZwiAufl> <EndAufl>
<EndAufl>          := <DehnSteif> <RotSteif>
<ZwiAufl>          := <DehnSteif>
<DehnSteif>        := [0.001;1000000000;0.001]
<RotSteif>         := [0,001;1000000000;0.001]

<Verbind>          := <RotSteif>

<FahrzPos>         := [0;40;0.1]

```

Listing 7: Mögliche Bildungsvorschrift für das in Abbildung 39 gezeigte Beispiel

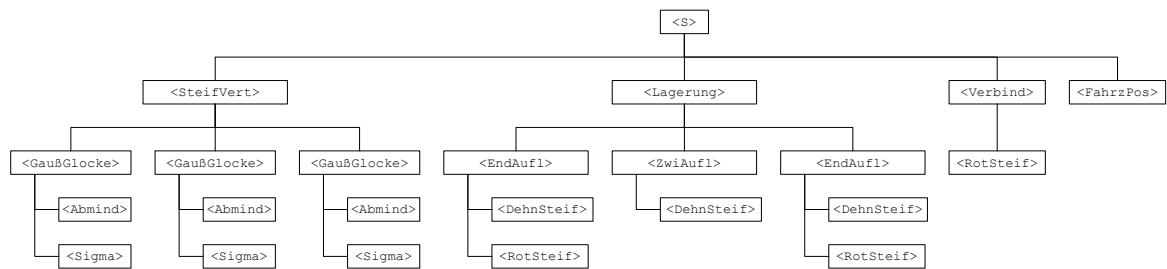


Abbildung 40: Ableitungsbaum zur Bildungsvorschrift aus Listing 7 ohne Darstellung der zulässigen Wertebereiche

Verarbeitung der Messdatensätze

Die Verarbeitung der Messdatensätze erfolgt im Rahmen einer Programmschleife. Das entsprechende Ablaufdiagramm ist in Abbildung 41 dargestellt.

Zu Beginn jedes Schleifendurchlaufs wird der Messdatensatz des nächsten Messzeitpunkts aus der Datenbank DB1 ausgelesen. Dieser Messdatensatz bildet die Grundlage für die darauffolgende FE-Modelladaption. Nach der Beendigung der Adaption werden die identifizierten Tragwerkseigenschaften, d. h. die Eigenschaften der adaptierten Modelle, in der Datenbank DB2 abgelegt. Im Anschluss erfolgt der nächste Schleifendurchlauf.

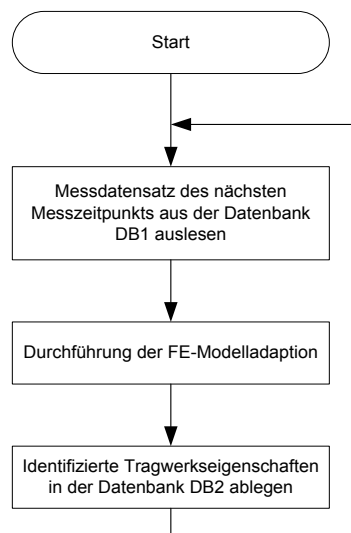


Abbildung 41: Ablaufdiagramm der Strukturidentifikation

Durchführung der FE-Modelladaption

Der Datenfluss bei der Durchführung einer FE-Modelladaption wird in Abbildung 42 vorgestellt und nachfolgend erläutert [Kar09].

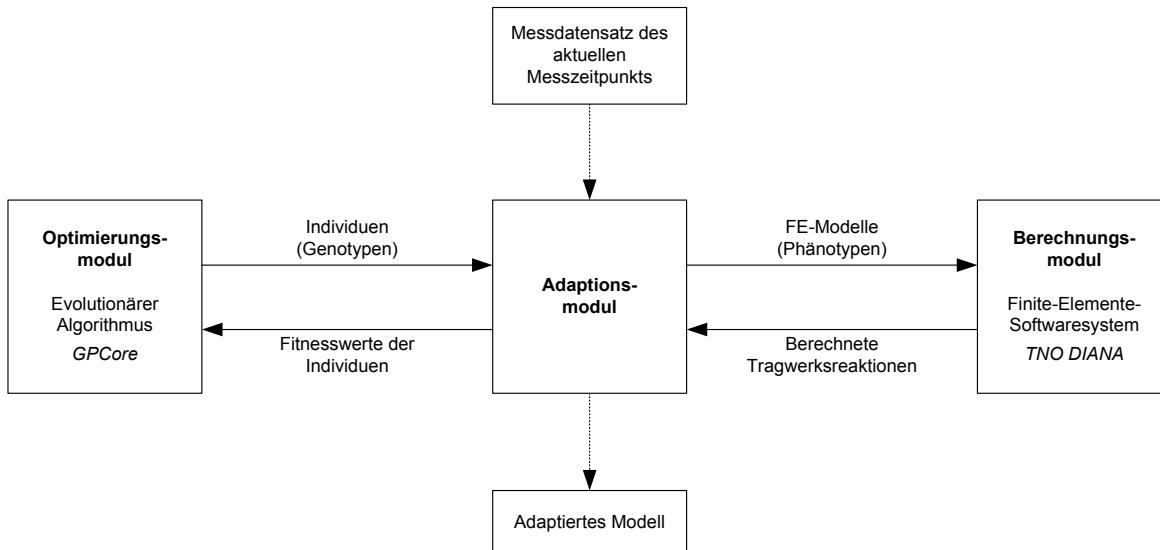


Abbildung 42: Datenfluss bei der Durchführung einer FE-Modelladaption (basierend auf [Kar09])

Nach der Erzeugung einer neuen Generation von Individuen durch den *GPCore* werden die genotypischen Repräsentationen der Individuen durch Anwendung der Dekodierungsvorschrift in die entsprechenden FE-Modelle, d. h. die Phänotypen, umgewandelt. Hierzu sind die Eigenschaften der Individuen durch Auslesen der Inhalte der Optimierungsvariablen zu ermitteln und auf das hinterlegte FE-Basismodell zu übertragen. Die FE-Modelle werden zunächst im Hauptspeicher des Rechners aufgebaut und anschließend in Form von *DIANA*-Eingabedateien (siehe Kapitel 3.6.2) auf die Festplatte exportiert. Nach der Erzeugung der *DIANA*-Befehlsdateien (siehe Kapitel 3.6.2) werden anhand von Konsolenbefehlen die FE-Berechnungen mit *TNO DIANA* initiiert. Die Ausgabe der berechneten Tragwerksreaktionen erfolgt in Form von *DIANA*-Ergebnisdateien (siehe Kapitel 3.6.2). Zum Einlesen der Ergebnisse wird ein Parser eingesetzt.

Die berechneten Tragwerksreaktionen bilden die Grundlage für die Fitnessbewertung der einzelnen Individuen. Der Fitnesswert wird anhand des Unterschieds zwischen den berechneten Tragwerksreaktionen des FE-Modells und den am tatsächlichen Bauwerk erfassten korrespondierenden Größen beschrieben. Die Berechnung basiert auf der mittleren quadratischen Abweichung der Einzelwerte (*Root-Mean-Square Error*, RMSE):

$$e_{fit} = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{R_{calc,i} - R_{meas,i}}{R_{meas,i}} \right)^2} \quad (\text{Gl. 12})$$

mit e_{fit} = Fitnesswert des Individuums, n = Anzahl der bei der Berechnung verwendeten Tragwerksreaktionen, $R_{calc,i}$ = berechnete Tragwerksreaktion des FE-Modells („calculated“), $R_{meas,i}$ = gemessene Tragwerksreaktion des tatsächlichen Bauwerks („measured“).

Die in die Bewertung der Fitness eingehenden Tragwerksreaktionen unterscheiden sich nicht nur hinsichtlich ihrer Maßeinheiten, sondern ebenso hinsichtlich ihrer Größenordnungen. So sind beispielsweise die Zahlenwerte von Durchbiegungen in der Regel um ein Vielfaches größer als die Zahlenwerte von Dehnungen. Daher werden die absoluten dimensionsgebundenen Abweichungen der Tragwerksreaktionen $R_{calc,i} - R_{meas,i}$ (Residuen) hinsichtlich der jeweils gemessenen Werte $R_{meas,i}$ normiert. Auf diese Weise werden die absoluten Abweichungen in relative dimensionslose Werte überführt, sodass bei der Berechnung der Fitnesswerte sämtliche Tragwerksreaktionen als gleichrangig betrachtet werden.

Die Fitnessbewertung dient gleichzeitig der Bestrafung ungültiger Individuen. Diese entstehen, falls sich bei der Überlagerung mehrerer Gauß'scher Glockenkurven zur Beschreibung der Biegesteifigkeitsverteilung an einer beliebigen Stelle eines Trägers eine relative Steifigkeitsabminderung von mehr als 100 % ergibt. Das bedeutet, dass die daraus resultierende Biegesteifigkeit ein negatives Vorzeichen annehmen würde. Um solche Individuen bei der Bildung der Folgegeneration auszuschließen, wird ihnen ein (praktisch) unendlich großer Fitnesswert zugewiesen.

Falls nach der Fitnessberechnung ein Abbruchkriterium vorliegt, z. B. weil das Individuum mit der besten Fitness eine bestimmte Güteanforderung erfüllt, so wird das adaptierte Modell,

d. h. der Phänotyp des besten Individuums, als Lösung ausgegeben und der Adaptionprozess beendet. Andernfalls wird die nachfolgende Generation von Individuen erzeugt.

3.7 Bewertung

Die Modelle, die als Lösungen aus den Modelladaptionen hervorgehen, verfügen in der Regel über voneinander abweichende Eigenschaften, d. h., die zu unterschiedlichen Messzeitpunkten identifizierten Tragwerkseigenschaften sind mit Streuungen und Ungenauigkeiten behaftet. Als Ursachen hierfür können die folgenden Aspekte benannt werden:

- Anhand der in Kapitel 3.3 ausgewerteten Untersuchungen wurde aufgezeigt, dass die zur Modelladaption verwendeten Tragwerksreaktionen unterschiedliche Sensitivitäten in Bezug auf Veränderungen der verschiedenen Tragwerkseigenschaften aufweisen. Es ist daher nicht auszuschließen, dass trotz großer Veränderungen einzelner Tragwerkseigenschaften nur geringfügige Veränderungen bestimmter Tragwerksreaktionen auftreten.
- Bei der Erfassung der Tragwerksreaktionen treten häufig Messfehler und Messungenauigkeiten auf, die zu Streuungen in den identifizierten Tragwerkseigenschaften führen können.
- Aufgrund von unvollständigen und eingeschränkten Informationen existiert bei inversen Problemen in der Regel keine eindeutige Lösung [Uhl07]. Demnach können verschiedene Modellparameterkombinationen ähnliche Tragwerksreaktionen hervorrufen.
- Auch bei frühzeitig abgebrochenen Optimierungsprozessen gehen die adaptierten Modelle trotz möglicher ungünstiger Fitnesswerte in die Datenbank DB2 ein.
- Durch tragwerksrelevante Schädigungsprozesse treten sukzessive Veränderungen der Tragwerkseigenschaften auf.

Im Rahmen der Bewertung werden die Tragwerkseigenschaften im Hinblick auf Streuungen und Ungenauigkeiten untersucht. Die Bewertung erfolgt in zwei Stufen: In der ersten Stufe wird die Zuverlässigkeit der identifizierten Tragwerkseigenschaften anhand einer statistischen Analyse beurteilt. Das Ziel der zweiten Stufe stellt die Erkennung tragwerksrelevanter Schädigungs- und Deteriorationsprozesse dar.

3.7.1 Statistische Analyse

Die statistische Analyse der Eigenschaften adaptierter Modelle basiert auf der Mittelwertbildung sowie der Bestimmung der Standardabweichung zur Charakterisierung auftretender Streuungen.

Die Analyse wird auf der Grundlage eines Zeitfensters durchgeführt, welches von einem in der Vergangenheit liegenden Messzeitpunkt t_a bis zum aktuellen in der Gegenwart befindlichen Messzeitpunkt t_b reicht und dabei eine Menge von n aufeinanderfolgenden Messzeitpunkten umfasst. Dieses Zeitfenster gleitet, d. h., es wird mit jedem neu zur Datenbank hinzugefügten Satz identifizierter Tragwerkseigenschaften um einen Messzeitpunkt in die Gegenwart verschoben.

Mittelwertbildung

Der Mittelwert der Tragwerkseigenschaften innerhalb des gleitenden Zeitfensters wird als *gleitender Mittelwert (Moving Average Filter)* bezeichnet. Das Ergebnis der Mittelwertbildung wird dem aktuellen Messzeitpunkt t_b zugewiesen. Durch die Mittelwertbildung werden kurzfristig auftretende Streuungen in den identifizierten Tragwerkseigenschaften geglättet. Das Maß der Glättung ist unmittelbar von der Größe des Zeitfensters abhängig: Je mehr Messzeitpunkte sich innerhalb des Zeitfenster befinden, desto ausgeprägter ist der Glättungseffekt.

Die Fitnesswerte der Individuen, die als Lösungen aus der Modelladaption hervorgehen, stellen ein Maß für deren Lösungsqualität dar und sollten daher als Wichtungsfaktoren in die Mittelwertbildung einbezogen werden. Durch die Wichtung wird den guten Lösungen mehr Bedeutung beigemessen als den schlechten Lösungen. Da ein niedriger Fitnesswert gleichbedeutend ist mit einer hohen Lösungsgenauigkeit, werden die Wichtungsfaktoren aus den reziproken Ausdrücken der Fitnesswerte berechnet:

$$w_i = \frac{1}{e_{fit,i}} \quad (\text{Gl. 13})$$

mit w_i = zum i -ten Messzeitpunkt zugehöriger Wichtungsfaktor, $e_{fit,i}$ = Fitnesswert des zum i -ten Messzeitpunkt adaptierten Modells.

Damit berechnen sich die gewichteten Mittelwerte der Tragwerkseigenschaften zu:

$$P_{m,w,b} = \frac{\sum_{i=a}^b w_i \cdot P_i}{\sum_{i=a}^b w_i} \quad (\text{Gl. 14})$$

mit $P_{m,w,b}$ = dem Messzeitpunkt t_b zugehöriger gewichteter Mittelwert der identifizierten Tragwerkseigenschaft P , a = Index des Messzeitpunkts am Anfang des betrachteten Zeitfensters (Vergangenheit), b = Index des Messzeitpunkts am Ende des betrachteten Zeitfensters (Gegenwart), w_i = zum i -ten Messzeitpunkt zugehöriger Wichtungsfaktor, P_i = zum i -ten Messzeitpunkt identifizierte Tragwerkseigenschaft.

Standardabweichung

Anhand der Standardabweichungen werden die Streuungen der identifizierten Tragwerkseigenschaften um die jeweiligen gewichteten Mittelwerte beurteilt. Um auch hier die bei der Modelladaption erreichte Lösungsqualität mit einzubeziehen, wird die *gewichtete Standardabweichung* betrachtet:

$$\sigma_{P,w,b} = \sqrt{\frac{\sum_{i=a}^b w_i \cdot P_i^2}{\sum_{i=a}^b w_i} - \left(\frac{\sum_{i=a}^b w_i \cdot P_i}{\sum_{i=a}^b w_i} \right)^2} \quad (\text{Gl. 15})$$

mit $\sigma_{P,w,b}$ = dem Messzeitpunkt t_b zugehörige gewichtete Standardabweichung der identifizierten Tragwerkseigenschaft P .

Eine ausgeprägte Streuung einer identifizierten Tragwerkseigenschaft ist gleichbedeutend mit einer großen Unsicherheit, d. h., die Zuverlässigkeit der Strukturidentifikation nimmt mit abnehmender Standardabweichung zu.

Beispiel

Die statistische Analyse wird anhand eines Beispiels erläutert. Zu den Messzeitpunkten $i = 1$ bis $i = 10$ werden Modelladaptionen zur Identifikation der Tragwerkseigenschaft P_i durchgeführt. Der tatsächliche zu identifizierende Wert der Tragwerkseigenschaft beträgt $P_{ist} = 0,45$. Die identifizierten Eigenschaften sowie die zugehörigen Fitnesswerte $e_{fit,i}$ der adaptierten Modelle sind grafisch in Abbildung 43 dargestellt. Zu den Zeitpunkten $i = 1$ bis $i = 8$ sowie $i = 10$ brachte das Optimierungsverfahren gute Lösungen mit entsprechend niedrigen Fitnesswerten von $e_{fit,i} = 0,02$ bis $e_{fit,i} = 0,07$ hervor. Zum Zeitpunkt $i = 9$ konnte der Algorithmus nur ein vergleichsweise schlechtes lokales Optimum finden, was anhand der deutlichen Abweichung der Lösung $P_i = 1,10$ zum tatsächlichen Wert $P_{ist} = 0,45$ sowie des großen Fitnesswerts $e_{fit,i} = 0,35$ erkennbar ist.

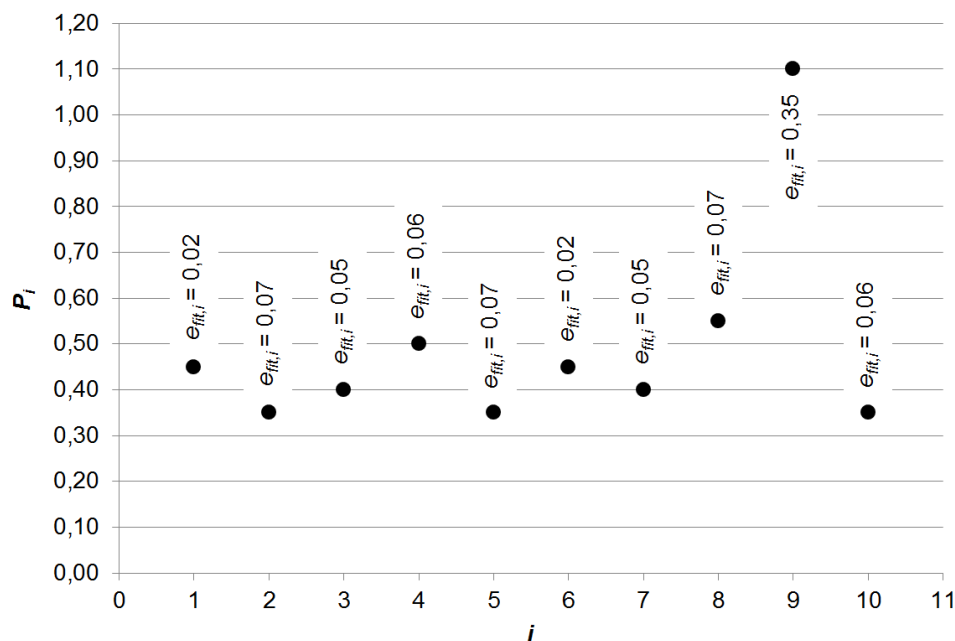


Abbildung 43: Zu den Messzeitpunkten $i = 1$ bis $i = 10$ identifizierte Tragwerkseigenschaft P_i und zugehörige Fitnesswerte $e_{fit,i}$

Im Beispiel wird zur statistischen Analyse ein Zeitfenster betrachtet, welches sämtliche Zeitschritte von $i = 1$ bis $i = 10$ umfasst. Die Berechnung des gewichteten Mittelwerts sowie

der gewichteten Standardabweichung erfolgt auf Grundlage der Tabelle 4. Der gewichtete Mittelwert für den Messzeitpunkt $i = 10$ beträgt:

$$P_{m,w,10} = \frac{\sum_{i=a}^b w_i \cdot P_i}{\sum_{i=a}^b w_i} = \frac{96,17}{219,05} = 0,44 \quad (\text{Gl. 16})$$

Die gewichtete Standardabweichung für den Messzeitpunkt $i = 10$ ergibt sich zu:

$$\sigma_{P,w,10} = \sqrt{\frac{\sum_{i=a}^b w_i \cdot P_i^2}{\sum_{i=a}^b w_i} - \left(\frac{\sum_{i=a}^b w_i \cdot P_i}{\sum_{i=a}^b w_i} \right)^2} = \sqrt{\frac{44,14}{219,05} - \left(\frac{96,17}{219,05} \right)^2} = 0,09 \quad (\text{Gl. 17})$$

Tabelle 4: Grundlage der statistischen Auswertung der in Abbildung 43 dargestellten Ergebnisse

i	P_i	$e_{fit,i}$	$w_i = 1 / e_{fit,i}$	$w_i \cdot P_i$	$w_i \cdot P_i^2$
1	0,45	0,02	50,00	22,50	10,13
2	0,35	0,07	14,29	5,00	1,75
3	0,40	0,05	20,00	8,00	3,20
4	0,50	0,06	16,67	8,33	4,17
5	0,35	0,07	14,29	5,00	1,75
6	0,45	0,02	50,00	22,50	10,13
7	0,40	0,05	20,00	8,00	3,20
8	0,55	0,07	14,29	7,86	4,32
9	1,10	0,35	2,86	3,14	3,46
10	0,35	0,06	16,67	5,83	2,04
$\Sigma =$			219,05	96,17	44,14

3.7.2 Erkennung tragwerksrelevanter Schädigungs- und Deteriorationsprozesse

Tragwerksrelevante Schädigungs- und Deteriorationsprozesse äußern sich in einer fortschreitenden Veränderung der Tragwerkseigenschaften im Verlauf der Zeit. Durch grafische Dar-

stellung der im Rahmen der statistischen Analyse berechneten gewichteten Mittelwerte in Abhängigkeit von der Zeit lassen sich langfristige Trends erkennen und beurteilen.

Die Erkennung kritischer Entwicklungen, welche auf mögliche Schäden hindeuten, erfolgt durch den Vergleich der berechneten Mittelwerte mit zulässigen Grenzwerten. Diese Grenzwerte sind im Vorfeld zu definieren und im System zu hinterlegen.

Zur Festlegung der Grenzwerte ist zunächst eine Schwachstellenanalyse des Bauwerks durchzuführen, bei der relevante Schäden herausgestellt und potentiell gefährdete Bereiche bzw. Bauteile (*Hot Spots*) erkannt werden. Grundsätzlich geht es dabei um die Beantwortung der Frage: „Was versagt wie?“ [Schn14a]. Die Schwachstellenanalyse sollte sich auch auf Erkenntnisse und Erfahrungen stützen, die bereits an ähnlichen Bauwerken gewonnen wurden. Nachdem die relevanten Schäden bekannt sind, müssen die Auswirkungen unterschiedlicher Schadensausmaße auf die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks ergründet werden. Hierzu lassen sich Sensitivitätsstudien auf Grundlage von FE-Modellen durchführen, wobei die relevanten Schäden mit unterschiedlichen Schadensausmaßen durch Variation der Tragwerkseigenschaften auf die Modelle zu übertragen sind. Nach der Berechnung der geschädigten Modelle können dann die Folgen der Schädigungen auf die Tragsicherheit (z. B. in Form von Spannungsberechnungen) und die Gebrauchstauglichkeit (z. B. in Form von Verformungsberechnungen) analysiert sowie charakteristische Schädigungsstufen festgelegt werden. Hierzu eignet sich beispielsweise ein dreistufiges Vorgehen unter Verwendung eines Ampelsymbols.

Während der anschließenden Überwachung wird dann, in Abhängigkeit von den identifizierten Tragwerkseigenschaften, entweder ein „guter“, ein „ausreichender“ oder ein „nicht ausreichender“ Bauwerkszustand gemeldet (siehe Abbildung 44). Zur frühzeitigen Benachrichtigung des Bauwerksbetreibers können diese Meldungen in Form von E-Mails oder Textnachrichten auf Mobiltelefone versendet werden.

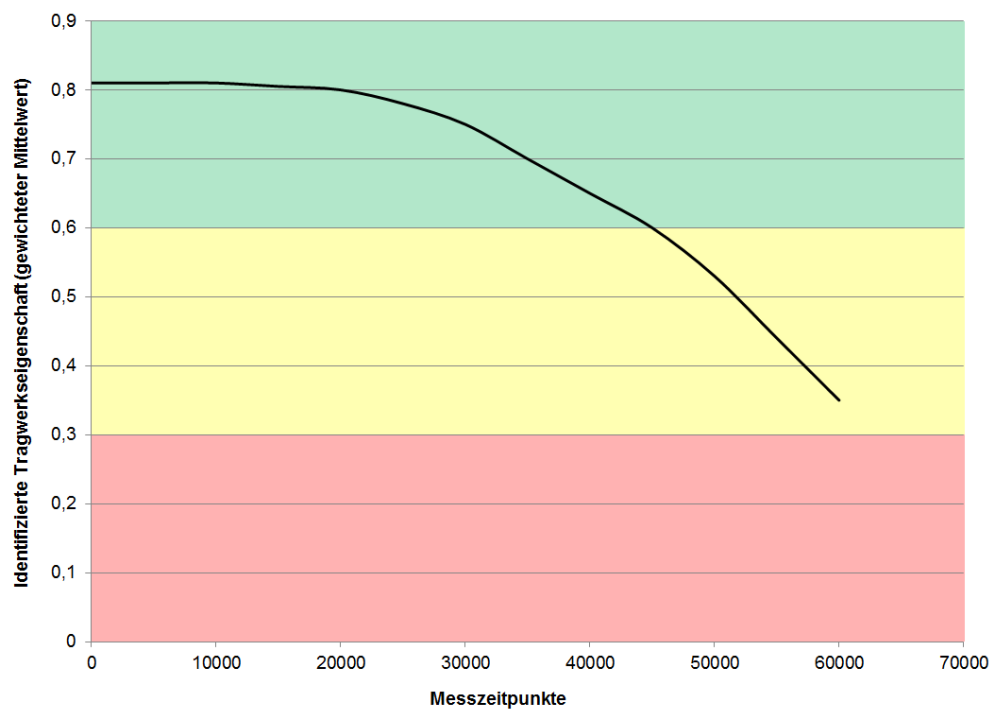


Abbildung 44: Warnstufen (grün = guter Bauwerkszustand, gelb = ausreichender Bauwerkszustand, rot = nicht ausreichender Bauwerkszustand)

4 Implementierung

Das entwickelte Verfahren wurde prototypisch in Form der Software-Anwendung *STRICOM* („*STR*uctural *I*dentification by *C*ontinuous *M*onitoring“) implementiert. Dabei kam die objektorientierte Programmiersprache C# zum Einsatz.

Ein vereinfachter Auszug aus der Klassenstruktur, aus dem der grundsätzliche Aufbau der Applikation hervorgeht, ist in Abbildung 45 dargestellt. Zusammengehörige Klassen (und damit auch die Objekte, welche die Instanziierung der Klassen darstellen) wurden zu übergeordneten Modulen gruppiert. Der Aufbau und die Funktionalitäten der wesentlichen Module und Klassen/Objekte werden im Anschluss erläutert.

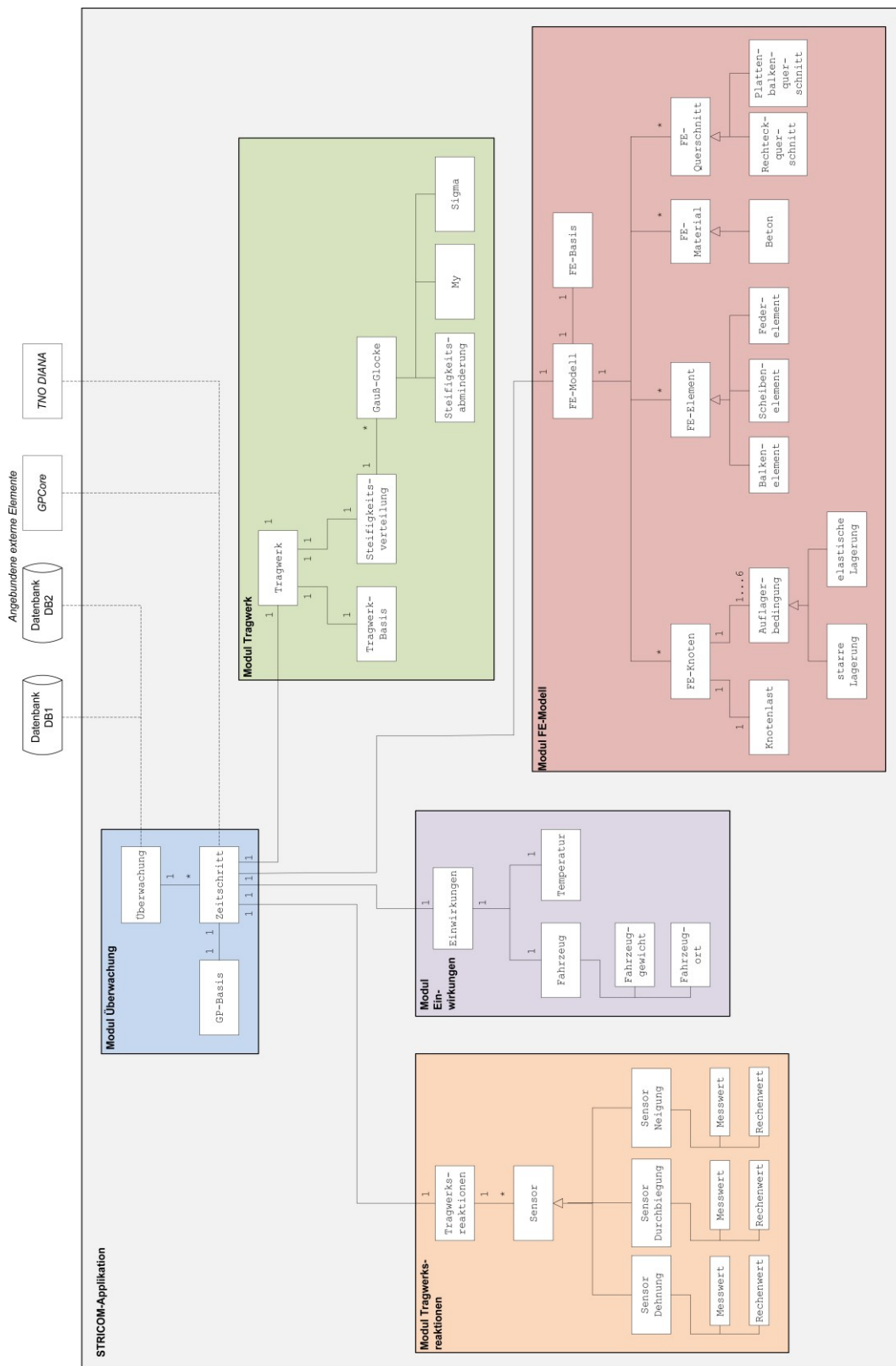


Abbildung 45: Auszug aus der Klassenstruktur der STRICOM-Applikation

Modul „Überwachung“

Das Objekt *Überwachung* innerhalb des gleichnamigen Moduls markiert den Einstiegs-
punkt der Applikation. Nach dem Programmstart werden mit Hilfe einer entsprechenden
Methode die Messdaten des nächsten Messzeitpunkts aus der Datenbank DB1 ausgelesen. Für
jeden Messzeitpunkt erzeugt *Überwachung* ein Objekt *Zeitschritt* und übergibt
diesem die ausgelesenen Messdaten. Sämtliche *Zeitschritt*-Objekte werden innerhalb
des *Überwachung*-Objekts in einer Objektliste (Collection) vorgehalten.

Das entwickelte Verfahren basiert auf der Adaption von FE-Modellen zu den einzelnen
Messzeitpunkten – die Modelladaption findet daher auf der Ebene der *Zeitschritte* statt.
Ein *Zeitschritt* muss demzufolge über eine Schnittstelle zur Optimierungskomponente
GPCore und zur Berechnungskomponente *TNO DIANA* sowie über die entsprechenden
Methoden zur Durchführung der Modelladaption verfügen. Die Definition der Bildungsvor-
schrift für die Erzeugung der Individuen während der Modelladaption sowie die Parameter
zur Steuerung des Optimierungsprozesses (z. B. Vorgaben für die Initialisierung, Bildung der
Folgenerationen, Abbruchkriterien usw.) sind im Objekt *GP_Basis* hinterlegt.

Der Adaptionsprozess läuft entsprechend dem folgenden Schema ab: Die eingelesenen Mess-
daten werden zerlegt und in den Objekten *Einwirkungen* (Eigenschaften des zum Mess-
zeitpunkt auf der Brücke befindlichen Fahrzeugs, Temperaturmessungen usw.) und *Trag-*
werksreaktionen (zum Messzeitpunkt erfasste Tragwerksreaktionen) abgespeichert. Die
vom *GPCore* erzeugten Genotypen der Individuen werden innerhalb des *Zeitschritt*-
Objekts dekodiert. Bei der Dekodierung werden die Eigenschaften eines Individuums auf das
Einwirkungen-Objekt (Adaption des Fahrzeugorts) sowie das *Tragwerk*-Objekt (Adap-
tion der Tragwerkeigenschaften) übertragen. Darauf aufbauend erzeugt *Zeitschritt* das
Objekt *FE-Modell*. Nach dem Export der entsprechenden *DIANA*-Eingabedatei und der
Durchführung der FE-Analyse unter Einsatz von *TNO DIANA* werden die berechneten *Trag-*
werksreaktionen aus der *DIANA*-Ausgabedatei ausgelesen und in *Tragwerksreaktionen*
abgelegt. Die Fitnessbewertung erfolgt durch den Vergleich der berechneten mit den gemes-

senen Tragwerksreaktionen. Nach der Rückführung der Fitnesswerte zum *GPCore* bildet dieser die nachfolgende Generation von Individuen.

Nach dem Abbruch des Optimierungsprozesses werden die Eigenschaften des adaptierten FE-Modells in der Datenbank DB2 abgelegt.

Modul „Einwirkungen“

Das Modul „Einwirkungen“ beinhaltet sämtliche Objekte zur Repräsentation der zum jeweiligen Messzeitpunkt vorliegenden Einwirkungen. Diese umfassen sowohl das *Fahrzeug*-Objekt, welches die Eigenschaften des zur Strukturidentifikation herangezogenen Fahrzeugs enthält, als auch Beschreibungen der sonstigen Einwirkungen wie etwa Temperaturbeanspruchungen.

Modul „Tragwerksreaktionen“

Im Modul „Tragwerksreaktionen“ werden die *Sensor*-Objekte zur Erfassung der Tragwerksreaktionen des Brückenbauwerks zusammengefasst. Zur Beschreibung der Sensortypen werden unterschiedliche Klassen benötigt. Jeder *Sensor* umfasst das Attribut *Messwert*, welches die zum jeweiligen Zeitschritt am Bauwerk gemessene Tragwerksreaktion enthält, sowie das Attribut *Rechenwert*, welches die korrespondierende anhand des FE-Modells berechnete Reaktion repräsentiert. *Messwert* und *Rechenwert* werden bei der Fitnessbewertung eines Individuums abgerufen.

Modul „Tragwerk“

Das Objekt *Tragwerk* repräsentiert das topologische Modell des überwachten Brückenbauwerks und verfügt über die Objekte *Tragwerk-Basis* und *Steifigkeitsverteilung*.

Die Klasse `Tragwerk-Basis` beinhaltet Angaben zu den grundlegenden Eigenschaften des Tragwerks, z. B. Anzahl der Felder, Feldlängen, Position der Auflager, Material- und Querschnittseigenschaften usw.

Das Objekt `Steifigkeitsverteilung` beschreibt die Biegesteifigkeitsverteilung des Tragwerks. `Steifigkeitsverteilung` besteht aus wenigstens einer Gauß-Glocke, welche durch die Attribute `Steifigkeitsabminderung`, `My` und `Sigma` charakterisiert wird.

Modul „FE-Modell“

Das Objekt `FE-Modell` besteht aus den Objekten der Typen `FE-Knoten`, `FE-Element`, `FE-Material` und `FE-Querschnitt`, die miteinander sowie mit den Eigenschaften des Objekts `Einwirkungen` sowie des Objekts `Tragwerk` verknüpft werden.

Die grundlegenden Eigenschaften des FE-Modells, z. B. Abmessungen der finiten Elemente, zu verwendende Elementtypen, Vorgaben zur Berechnung usw., sind im Objekt `FE-Basis` hinterlegt.

5 Verifizierung

5.1 Allgemeines

Die Verifizierung des entwickelten Ansatzes zur Strukturidentifikation erfolgt anhand von Messdaten, welche im Rahmen numerischer Simulationen generiert werden. Als Basis dient die in Abbildung 46 dargestellte zweifeldrige Stahlbeton-Plattenbrücke.

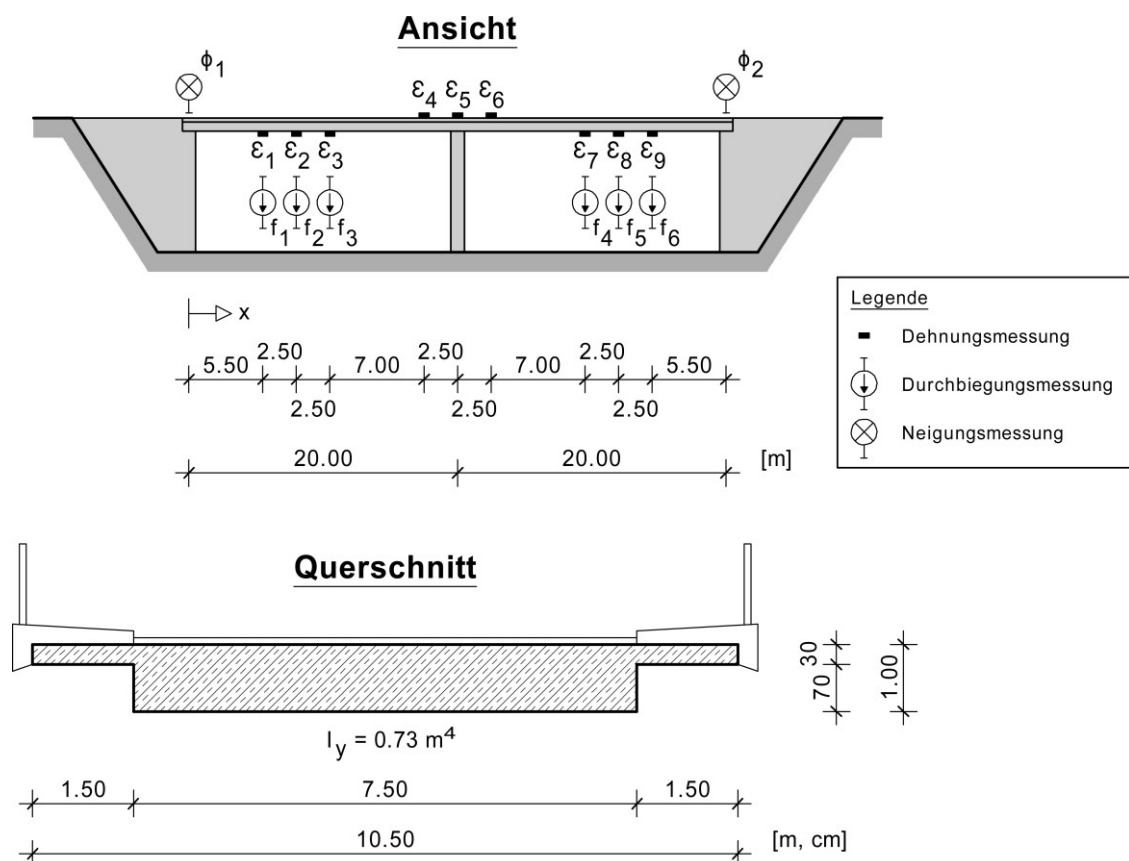


Abbildung 46: Basisdaten der betrachteten Stahlbeton-Plattenbrücke

Auf Grundlage des gezeigten Brückenbauwerks werden die im Folgenden beschriebenen Tragwerksvarianten entwickelt, die sich hinsichtlich ihrer Tragwerkeigenschaften voneinander unterscheiden (Abbildung 47):

- Variante 1 verfügt über eine konstante Biegesteifigkeit von $EI = 24.090 \text{ MNm}^2$. Am linken Endauflager wird durch Modellierung einer Drehfeder eine Teileinspannung simuliert. Die Federsteifigkeit der Drehfeder von $c_{M,soll} = 2.000 \text{ MNm/rad}$ wurde so gewählt, dass die Zugspannungen in Feldmitte der benachbarten Felder im Vergleich zur frei drehbaren Lagerung bei identischer Beanspruchung um ca. 10 % abnehmen (siehe auch Kapitel 3.3).
- Variante 2 entspricht Variante 1, jedoch wird anstelle der starren eine vertikal nachgiebige Lagerung der Mittelstütze simuliert. Die Steifigkeit der dazu eingeführten Dehnfeder wurde in Anlehnung an [Gou09] zu $c_{F,soll} = 150 \text{ MN/m}$ gewählt.
- Variante 3 verfügt über eine Teileinspannung am linken Endauflager mit einer Drehfedersteifigkeit $c_{M,soll} = 2.000 \text{ MNm/rad}$ sowie eine über die Bauwerkslänge veränderliche Biegesteifigkeitsverteilung. Die Modellierung der Steifigkeitsverteilung erfolgt unter Verwendung von drei Gauß'schen Glockenkurven (siehe Kapitel 3.6.3), welche der relativen Abminderung der Ausgangsbiegesteifigkeit von 24.090 MNm^2 (siehe Variante 1) dienen. Die Glockenkurven werden durch die folgenden Parameter beschrieben:

$$\begin{array}{lll}
 \Delta B_{max,1,soll} = 0,5 & \mu_{1,soll} = 8,0 \text{ m} & \sigma_{1,soll} = 3,0 \text{ m}, \\
 \Delta B_{max,2,soll} = 0,7 & \mu_{2,soll} = 20,0 \text{ m} & \sigma_{2,soll} = 1,0 \text{ m}, \\
 \Delta B_{max,3,soll} = 0,2 & \mu_{3,soll} = 32,0 \text{ m} & \sigma_{3,soll} = 4,0 \text{ m}.
 \end{array}$$

Zur Simulation einer tragwerksrelevanten Schädigung im linken Feld wird während der Messdatenerzeugung die durch die erste Gauß'schen Glockenkurve beschriebene relative Steifigkeitsabminderung von $\Delta B_{max,1,soll} = 0,5$ auf $\Delta B_{max,1,soll} = 0,75$ erhöht, d. h., die Biegesteifigkeit im linken Feld wird um 25 % reduziert.

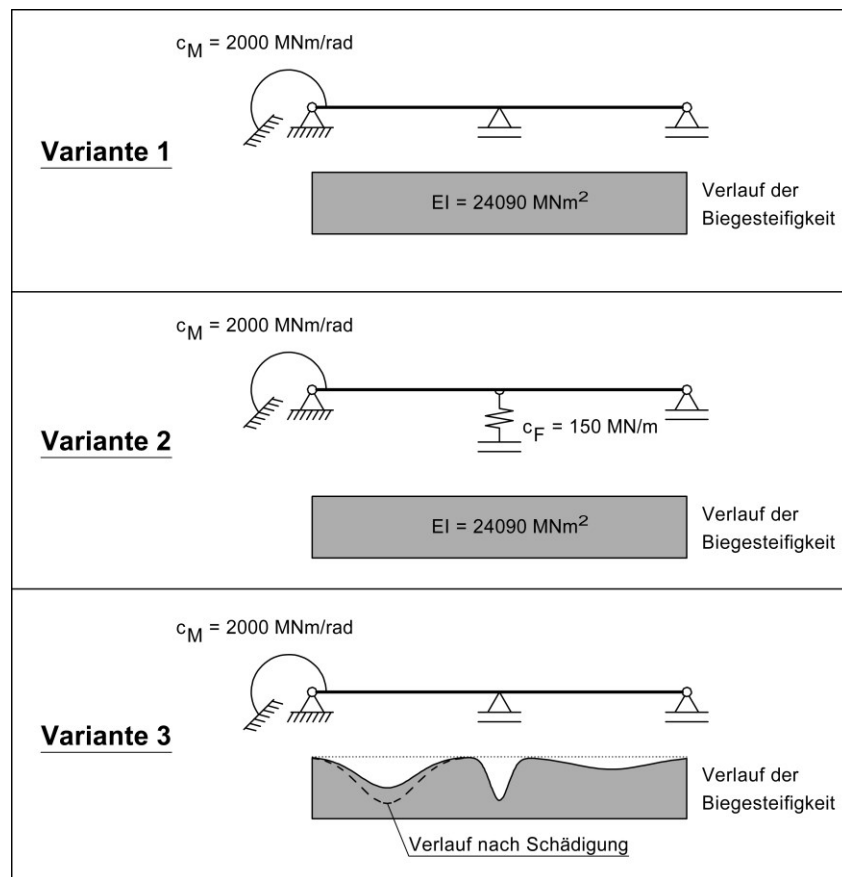


Abbildung 47: Tragwerksvarianten auf Grundlage des Brückenbauwerks in Abbildung 46

In einem betrachteten Zeitraum zwischen 15:00:01 Uhr und 15:00:09 Uhr wird das Brückenbauwerk von drei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen mit relevantem Gewicht (*FZ1* bis *FZ3*) befahren. Die Fahrzeuge bewegen sich in verschiedenen Fahrtrichtungen mit Geschwindigkeiten von 20 m/s bis 24 m/s und verfügen über Gesamtgewichte von 31 t bis 39 t (siehe Tabelle 5). Während der Überfahrten befinden sich keine weiteren Fahrzeuge auf der Brücke.

Tabelle 5: Fahrzeugdaten

Fahrzeug	Fahrzeuggewicht	Fahrgeschwindigkeit	Fahrtrichtung	Auffahrzeitpunkt (erster Messzeitpunkt)	Abfahrzeitpunkt (letzter Messzeitpunkt)	Anzahl Messzeitpunkte
<i>FZ1</i>	35 t	22 m/s	von links nach rechts	15:00:01:000	15:01:02:800	19
<i>FZ2</i>	31 t	24 m/s	von rechts nach links	15:00:04:000	15:00:05:600	17
<i>FZ3</i>	39 t	20 m/s	von links nach rechts	15:00:07:000	15:00:09:000	21

Zur Messung der Tragwerksreaktionen ist das Bauwerk entsprechend Abbildung 46 mit insgesamt neun Dehnungs-, sechs Durchbiegungs- und zwei Neigungssensoren ausgerüstet. Die Dehnungs- und Durchbiegungssensoren werden jeweils in den Bereichen der extremalen Biegemomente angeordnet. Die Neigungssensoren werden an den Endauflägern installiert. Die Abtastfrequenz sämtlicher Sensoren beträgt 10 Hz.

Die Erfassung der Fahrzeuggewichte erfolgt mittels entsprechender Messsysteme, die im Bereich der Endauflager angeordnet sind.

Die Tragwerksreaktionen, die sich während der Fahrzeugüberfahrten zu den einzelnen Messzeitpunkten in den Messquerschnitten einstellen, werden anhand von FE-Analysen berechnet. Bei der Erzeugung der FE-Modelle werden sowohl die Basisdaten des Brückenbauwerks (Abbildung 46) als auch die Tragwerkseigenschaften der entwickelten Varianten (Abbildung 47) berücksichtigt. Die Belastung der Modelle ergibt sich aus den zum jeweiligen Messzeitpunkt maßgebenden Fahrzeugdaten, d. h. dem Gewicht sowie der Fahrzeugposition des entsprechenden Fahrzeugs auf der Brücke.

Das Ziel der durchgeführten Strukturidentifikationen ist die Bestimmung der Eigenschaften der Tragwerksvarianten auf Grundlage der zuvor berechneten Tragwerksreaktionen, die sich aus den Fahrzeugüberfahrten ergeben.

5.2 Strukturidentifikation und Bewertung

5.2.1 Vorgaben

FE-Basismodell, Modellparameter und Bildungsvorschrift

Die Erzeugung der FE-Basismodelle erfolgt unter Verwendung von Balkenelementen. Die Basismodelle sowie die Modellparameter zur Identifikation der Eigenschaften der Tragwerksvarianten sind in Abbildung 48 dargestellt. Die zulässigen Wertebereiche der Modellparame-

ter können Tabelle 6 entnommen werden. Aus Vereinfachungs- und Übersichtlichkeitsgründen basiert die Bildungsvorschrift zur Erzeugung der Genotypen während des Optimierungsprozesses auf einer normierten Darstellung der zulässigen absoluten Wertebereiche, d. h., die absoluten Wertebereiche werden auf das Intervall zwischen 0 und 1 skaliert. Die Rückskalierung der normierten auf die absoluten Wertebereiche erfolgt unmittelbar vor der Transformation der Genotypen in die entsprechenden Phänotypen.

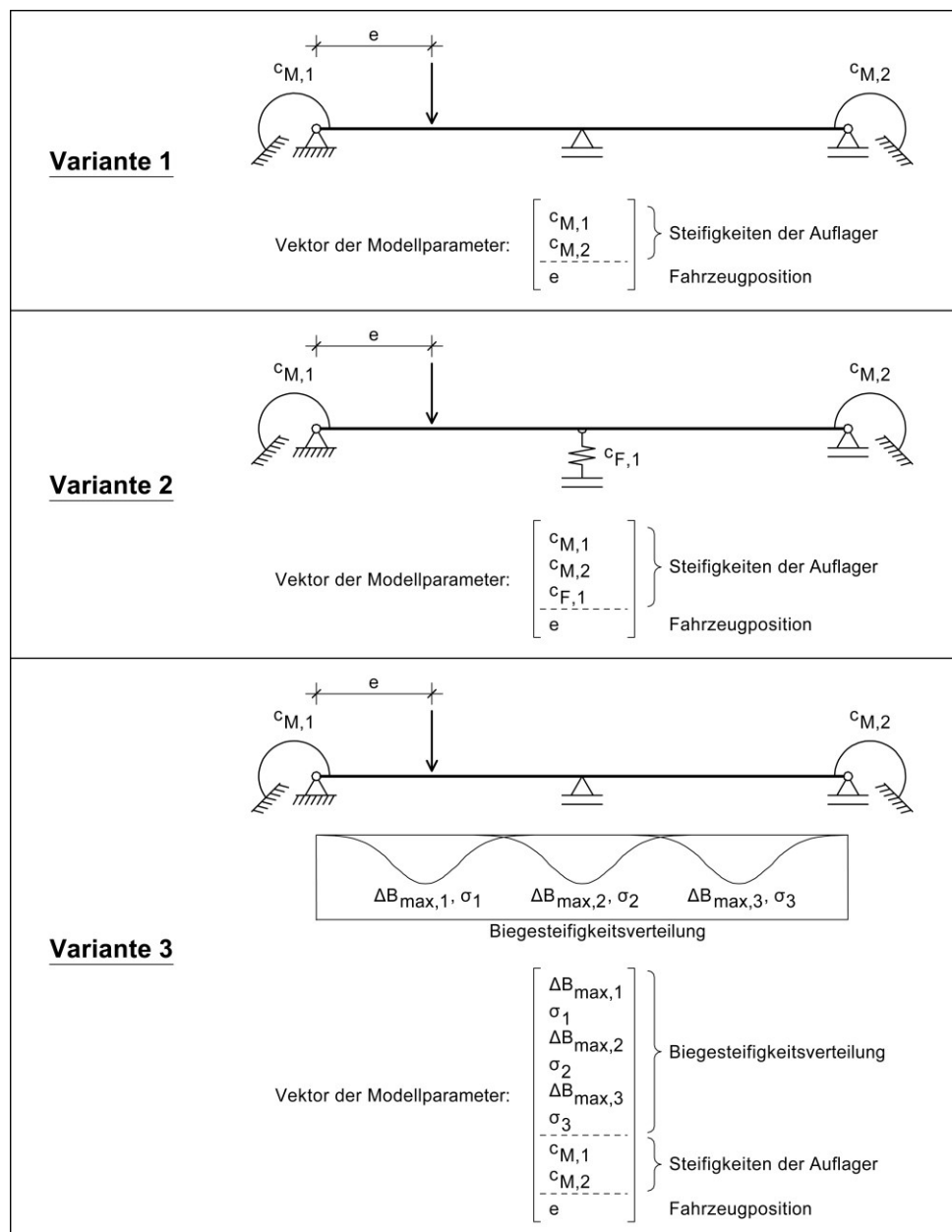


Abbildung 48: FE-Basismodelle und zugehörige Modellparameter

Tabelle 6: Zulässige Wertebereiche der Modellparameter

Parameter	zul. Wertebereich	Einheit	Bemerkung
Lastort	$0 \leq e \leq 40$	[m]	bezeichnet den Abstand der Last vom linken Auflager
Drehfedersteifigkeit	$0 < c_M \leq 50.000$	[MNm/rad]	50.000 MNm/rad repräsentiert eine Volleinspannung
Dehnfedersteifigkeit	$0 < c_F \leq 300$	[MN/m]	
max. relative Steifigkeitsabminderung der Gauß'schen Glockenkurven	$0 \leq \Delta B_{max} < 1$	-	
Standardabweichung der Gauß'schen Glockenkurven	$1 < \sigma < 40$	[m]	

Optimierungsprozess

Die Parameter zur Steuerung des Optimierungsprozesses, d. h. die Anzahl und Größe der Generationen sowie die Vorgaben zur Anwendung der genetischen Operatoren, sind in Tabelle 7 aufgeführt.

Tabelle 7: Parameter für die Steuerung des Optimierungsprozesses

Parameter	Explorationsphase	Exploitationsphase
Anzahl der Generationen	300	max. 450
Anzahl der Individuen pro Generation	50	5
Rekombinationsrate	0,8	0,2
Mutationsrate	0,8	0,1
σ für probabilistische Mutation	0,5	0,1
Anzahl Elitismus-Individuen pro Generation	1	1
Anzahl New-Blood-Individuen pro Generation	5	0

Maßgebend für eine zweckmäßige Festlegung der Parameter ist das mit der Strukturidentifikation von Variante 3 verknüpfte Optimierungsproblem, da dieses – verglichen mit den Problemen der übrigen Varianten – über die größte Anzahl von Optimierungsvariablen

verfügt. Die Fitnessentwicklung während des Optimierungsprozesses bei der Strukturidentifikation von Variante 3 ist in Abbildung 49 beispielhaft für die jeweils besten Individuen zu vier Messzeitpunkten dargestellt. Deutlich erkennbar ist der Übergang zwischen der Explorationsphase und der Exploitationsphase bei 300 Generationen: Während die Verbesserung der Fitness in der Explorationsphase überwiegend sprunghaft stattfindet, sind in der Exploitationsphase eher kontinuierliche Verläufe zu beobachten, deren Gefälle stetig mit zunehmender Generationenanzahl abnimmt. Zum Ende der Optimierung finden keine weiteren nennenswerten Verbesserungen der Lösung mehr statt, sodass ein Abbruch nach 750 Generationen gerechtfertigt ist.

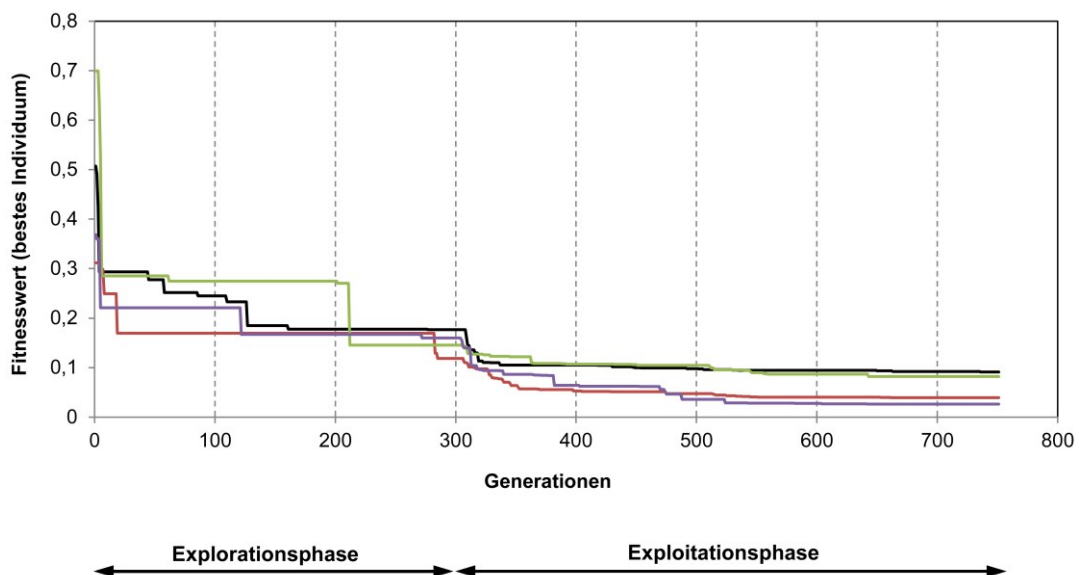


Abbildung 49: Fitnessentwicklung bei der Strukturidentifikation von Variante 3 zu vier Messzeitpunkten

5.2.2 Variante 1

Entsprechend Abbildung 48 stellt das Ziel der Strukturidentifikation von Variante 1 die Bestimmung der Drehfedersteifigkeiten der beiden Endauflager dar. Nach der Durchführung der Modelladaptation zu den einzelnen Messzeitpunkten erfolgt die statistische Auswertung, die gemäß Kapitel 3.7.1 die Berechnung der gewichteten Mittelwerte der identifizierten Tragwerkseigenschaften sowie die Charakterisierung der Streuungen durch die Bestimmung

der gewichteten Standardabweichungen umfasst. Das gleitende Zeitfenster, welches die Grundlage für die statistische Auswertung bildet, beinhaltet jeweils 10 aufeinanderfolgende Messzeitpunkte.

Die normierten Mittelwerte der identifizierten Tragwerkseigenschaften sowie die zugehörigen normierten tatsächlichen Werte sind in Abbildung 50 angegeben. Die Normierung der tatsächlichen Werte erfolgt unter Berücksichtigung von Abbildung 47 sowie Tabelle 6 zu:

$$c_{M,1,soll} = \frac{2000 \text{ MNm/rad}}{50000 \text{ MNm/rad}} = 0,04 \quad (\text{Gl. 18})$$

$$c_{M,2,soll} = 0,00 \text{ (keine Drehfeder vorhanden)} \quad (\text{Gl. 19})$$

Abbildung 50 zeigt durchweg sehr gute Übereinstimmungen zwischen den identifizierten und den tatsächlichen Tragwerkseigenschaften mit mittleren Fehlern von weniger als 1 %.

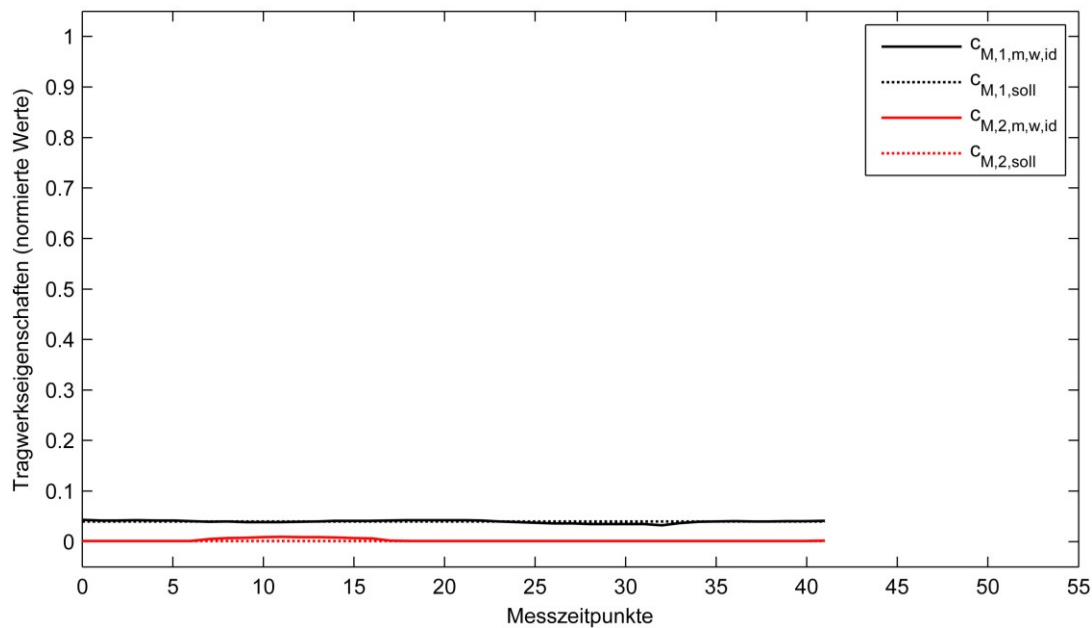


Abbildung 50: Variante 1 – gewichtete Mittelwerte der identifizierten Tragwerkseigenschaften („m,w,id“) und tatsächliche Tragwerkseigenschaften („soll“)

Die gewichteten Standardabweichungen der identifizierten Tragwerkseigenschaften sind in Tabelle 8 als Mittelwerte über alle Messzeitpunkte dargestellt. Die niedrigen Werte der Standardabweichungen von etwa 0,01 lassen auf eine sehr geringe Streuung der Einzelwerte schließen⁴. Die Tragwerkseigenschaften der Variante 1 können demzufolge mit einer hohen Zuverlässigkeit identifiziert werden.

Tabelle 8: Variante 1 – gewichtete Standardabweichungen der identifizierten Tragwerkseigenschaften

Tragwerkseigenschaft	Gewichtete Standardabweichung (Mittelwerte aller Messzeitpunkte)
$c_{M,1}$	$\sigma_{c,M,1,w} \approx 0,01$
$c_{M,2}$	$\sigma_{c,M,2,w} \approx 0,01$

Die normierte Darstellung der zu den einzelnen Messzeitpunkten identifizierten und tatsächlichen Lastorte zeigt Abbildung 51. Auch hier ist eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den identifizierten und tatsächlichen Werten zu verzeichnen. Der mittlere Fehler beträgt etwa 2 %.

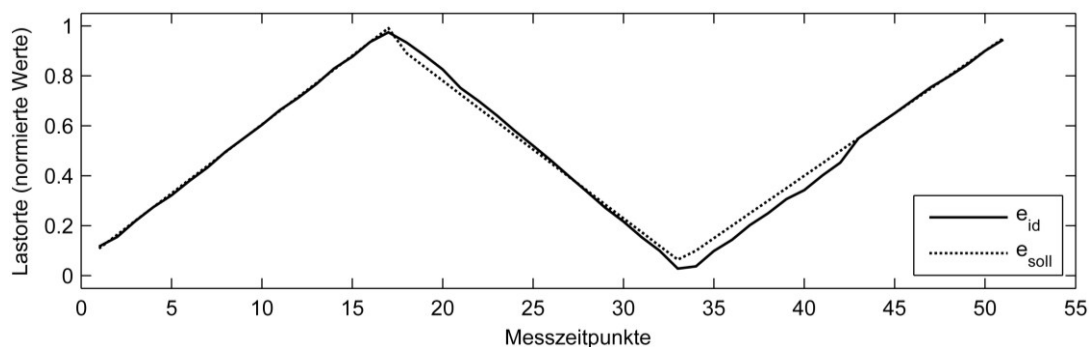


Abbildung 51: Variante 1 – identifizierte („id“) und tatsächliche Lastorte („soll“)

⁴ Ein Wert der Standardabweichung von 0,01 bedeutet, dass 68,2 % aller identifizierten Werte eine Abweichung von $\pm 0,01$ zum jeweiligen Mittelwert aufweisen.

5.2.3 Variante 2

Das Ziel der Strukturidentifikation von Variante 2 stellt die Bestimmung der Drehfedersteifigkeiten der Endauflager sowie der Dehnfedersteifigkeit des Mittelaufagers dar (siehe Abbildung 48). Abbildung 52 zeigt die normierten Mittelwerte der identifizierten Tragwerkeigenschaften sowie die zugehörigen normierten tatsächlichen Werte. Die Normierung der tatsächlichen Werte erfolgt mit Abbildung 47 und Tabelle 6 zu:

$$c_{M,1,soll} = \frac{2000 \text{ MNm/rad}}{50000 \text{ MNm/rad}} = 0,04 \quad (\text{Gl. 20})$$

$$c_{M,2,soll} = 0,00 \text{ (keine Drehfeder vorhanden)} \quad (\text{Gl. 21})$$

$$c_{F,1,soll} = \frac{150 \text{ MN/m}}{300 \text{ MN/m}} = 0,50 \quad (\text{Gl. 22})$$

In Abbildung 52 sind gute bis sehr gute Übereinstimmungen bei der Identifikation sämtlicher Tragwerkeigenschaften erkennbar. Der mittlere Fehler zwischen den identifizierten und den tatsächlichen Werten beträgt für alle Parameter weniger als 1 %.

Tabelle 9 enthält die gewichteten Standardabweichungen der identifizierten Tragwerkeigenschaften. Es ist erkennbar, dass die Werte gegenüber der Strukturidentifikation von Variante 1 geringfügig zugenommen haben: Im ungünstigsten Fall beträgt die Standardabweichung der identifizierten Einzelwerte 0,05. Diese Streuung ist als gering einzustufen, weshalb auch bei Variante 2 auf eine hohe Zuverlässigkeit bei der Strukturidentifikation geschlossen werden kann.

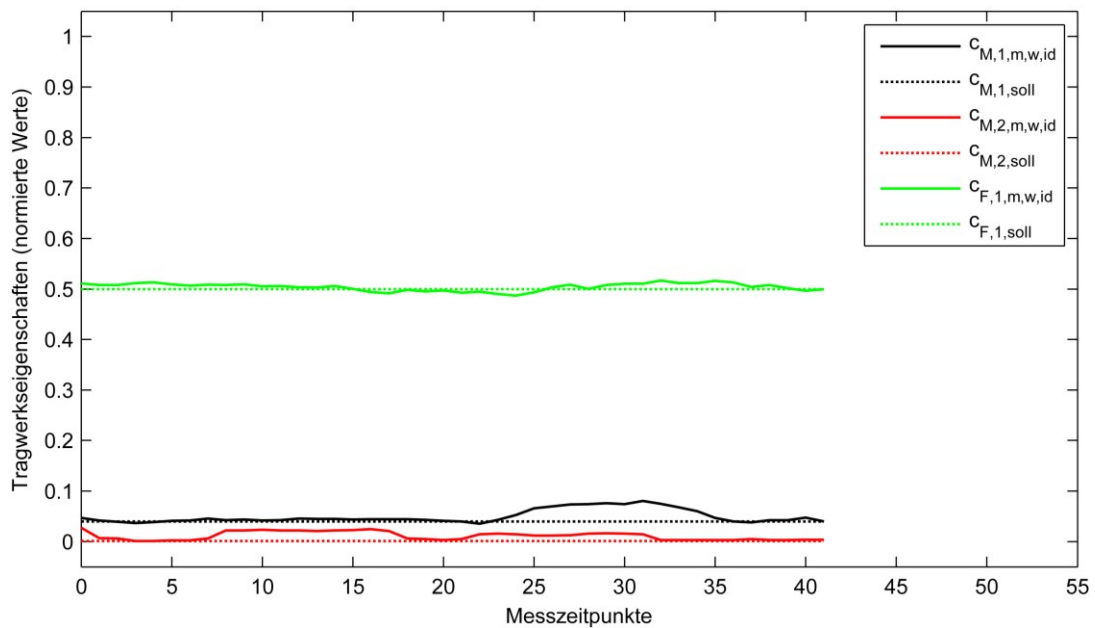


Abbildung 52: Variante 2 – gewichtete Mittelwerte der identifizierten Tragwerkseigenschaften („m,w,id“) und tatsächliche Tragwerkseigenschaften („soll“)

Tabelle 9: Variante 2 – gewichtete Standardabweichungen der identifizierten Tragwerkseigenschaften

Tragwerkseigenschaft	Gewichtete Standardabweichung (Mittelwerte aller Messzeitpunkte)
$c_{M,1}$	$\sigma_{c,M,1,w} \approx 0,05$
$c_{M,2}$	$\sigma_{c,M,2,w} \approx 0,03$
$c_{F,1}$	$\sigma_{c,F,1,w} \approx 0,03$

Der Vergleich der zu den einzelnen Messzeitpunkten identifizierten und den jeweiligen tatsächlichen Lastorten ist in Abbildung 53 dargestellt. Der mittlere Fehler beträgt etwa 3 %. Wie bei der Untersuchung von Variante 1 ist demzufolge auch hier eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den identifizierten und tatsächlichen Lastorten zu verzeichnen.

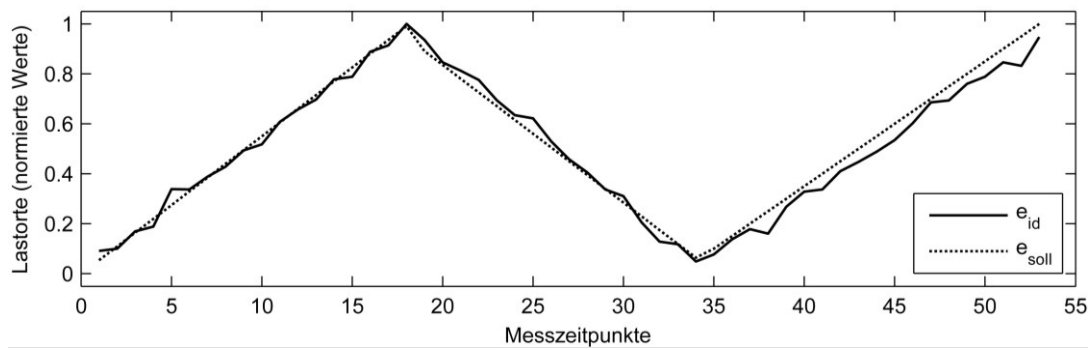


Abbildung 53: Variante 2 – identifizierte („id“) und tatsächliche Lastorte („soll“)

5.2.4 Variante 3

Das Ziel der Strukturidentifikation von Variante 3 ist die Identifikation der Biegesteifigkeitsverteilung des Tragwerks sowie der Drehfedersteifigkeiten der Endauflager (siehe Abbildung 48).

Zur Bestimmung der Steifigkeitsverteilung werden drei Gauß'sche Glockenkurven verwendet, deren Scheitelpunkte an die Stellen der maximalen Biegemomente gelegt und dort fixiert wurden. Die normierten Mittelwerte der identifizierten Biegesteifigkeitsverteilung sowie die entsprechenden tatsächlichen Werte sind in Abbildung 54 gegenübergestellt. Die Normierung der tatsächlichen Werte der Parameter σ_1 , σ_2 und σ_3 (siehe auch Kapitel 5.2.1 sowie Tabelle 6) ergibt sich zu:

$$\sigma_{1,soll} = \frac{3 \text{ m}}{40 \text{ m}} = 0,075 \quad (\text{Gl. 23})$$

$$\sigma_{2,soll} = \frac{1 \text{ m}}{40 \text{ m}} = 0,025 \quad (\text{Gl. 24})$$

$$\sigma_{3,soll} = \frac{4 \text{ m}}{40 \text{ m}} = 0,100 \quad (\text{Gl. 25})$$

Die tatsächlichen Werte der Parameter zur Beschreibung des maximalen relativen Steifigkeitsabfalls $\Delta B_{max,1,soll}$, $\Delta B_{max,2,soll}$ und $\Delta B_{max,3,soll}$ liegen im Intervall zwischen 0 und 1, d. h., sie sind damit bereits normiert. Wie zuvor erläutert, wurde der Wert des Parameters $\Delta B_{max,1,soll}$

während der Messdatenerzeugung von 0,5 auf 0,75 erhöht, um eine tragwerksrelevante Schädigung im linken Feld zu simulieren. Diese Erhöhung ist in Abbildung 54 bei Messzeitpunkt 8 als Versatz im Verlauf von $\Delta B_{max,l,soll}$ erkennbar.

Das Diagramm in Abbildung 54 zeigt gute Übereinstimmungen bei der Identifikation der Parameter σ_1 , σ_2 , $\Delta B_{max,2}$ und $\Delta B_{max,3}$, wobei die mittleren Fehler lediglich bis zu 8 % betragen (siehe Tabelle 10). Selbst die erreichte Genauigkeit bei der Erkennung des Parameters σ_3 mit einem mittleren Fehler von ca. 14 % kann noch als gut eingestuft werden. Die identifizierten Werte des Parameters $\Delta B_{max,l}$, d. h. der Verlauf von $\Delta B_{max,l,m,w,id}$, lassen deutlich die bei Messzeitpunkt 8 eingeführte Schädigung erkennen. Entsprechend der festgelegten Länge des Zeitfensters für die statistische Analyse kann die Detektion des Schadens jedoch erst mit einer Verzögerung von 10 Messzeitpunkten erfolgen, d. h. ab Messzeitpunkt 18. Der mittlere Fehler, der sich bei der Identifikation von $\Delta B_{max,l}$ ab Messzeitpunkt 18 ergibt, beträgt etwa 14 % (Tabelle 10).

Die normierten Mittelwerte der identifizierten Auflagersteifigkeiten sowie die entsprechenden tatsächlichen Werte sind in Abbildung 55 dargestellt. Die Normierung der tatsächlichen Werte der Drehfedersteifigkeiten ergibt sich zu:

$$c_{M,1,soll} = \frac{2000 \text{ MNm/rad}}{50000 \text{ MNm/rad}} = 0,04 \quad (\text{Gl. 26})$$

$$c_{M,2,soll} = 0,00 (\text{keine Drehfeder vorhanden}) \quad (\text{Gl. 27})$$

Wie bei den Varianten 1 und 2 konnte auch bei der Identifikation der Drehfedersteifigkeiten der Endauflager eine sehr hohe Genauigkeit erreicht werden. Gemäß Tabelle 10 beträgt der mittlere Fehler lediglich 1 %.

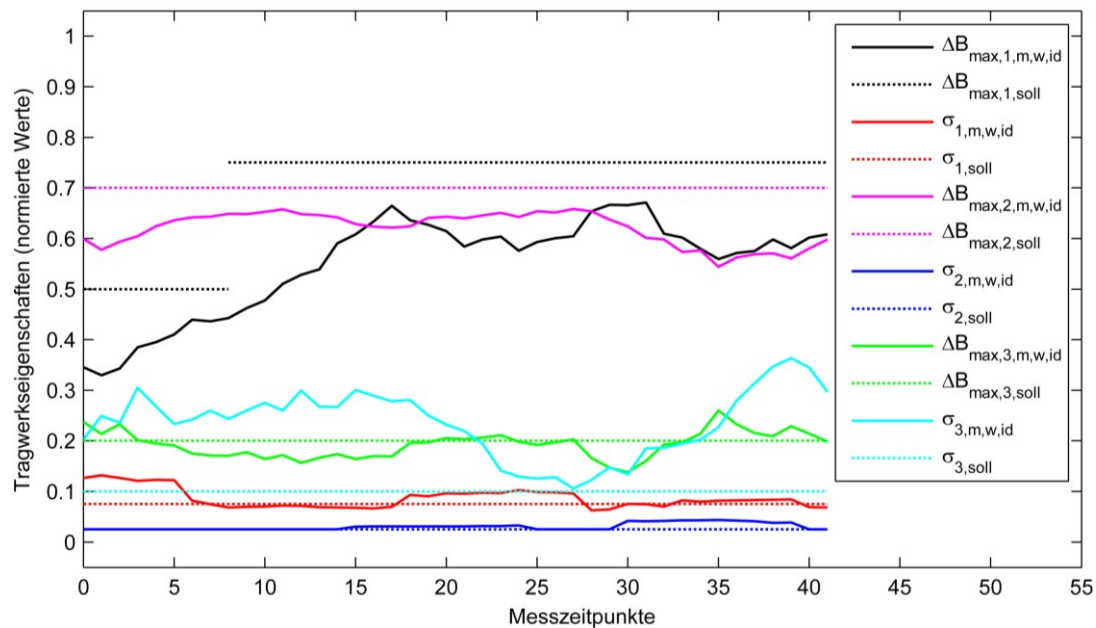


Abbildung 54: Variante 3 – gewichtete Mittelwerte der identifizierten Biegesteifigkeitsverteilung („m,w,id“) und tatsächliche Werte („soll“)

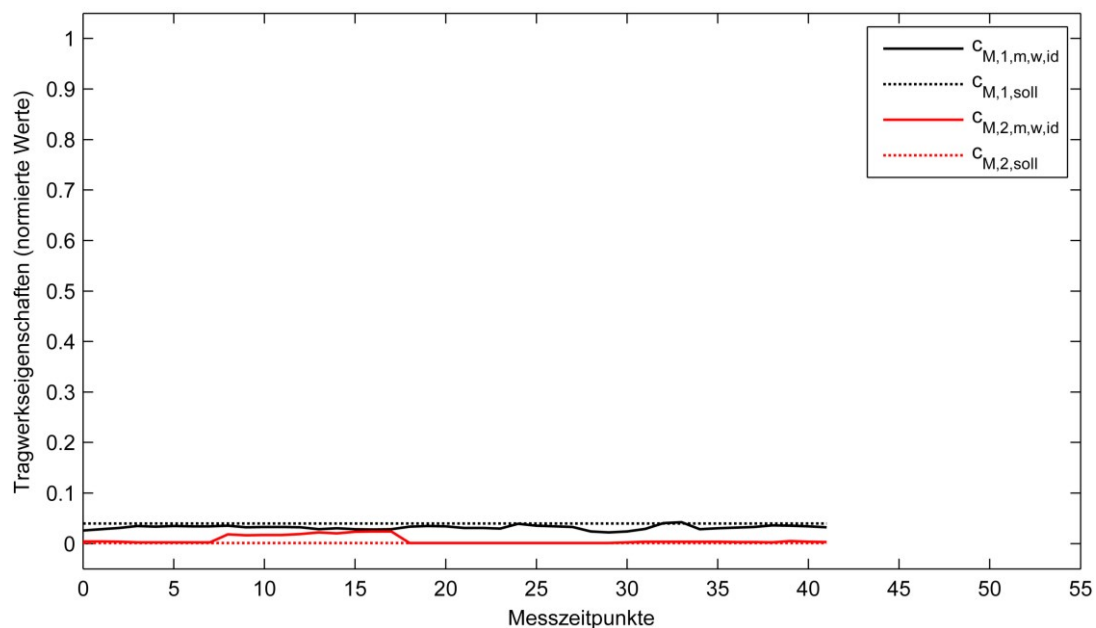


Abbildung 55: Variante 3 – gewichtete Mittelwerte der identifizierten Auflagersteifigkeiten („m,w,id“) und tatsächliche Werte („soll“)

Tabelle 10: Variante 3 – mittlere Fehler der identifizierten gewichteten Mittelwerte von den tatsächlichen Werten der Tragwerkseigenschaften

Tragwerkseigenschaft	Mittlerer Fehler zwischen den identifizierten gewichteten Mittelwerten und den tatsächlichen Werten
$\Delta B_{max,1}$	14 % (ab Messzeitpunkt 18)
σ_1	2 %
$\Delta B_{max,2}$	8 %
σ_2	1 %
$\Delta B_{max,3}$	2 %
σ_3	14 %
$c_{M,1}$	1 %
$c_{M,2}$	1 %

Die gewichteten Standardabweichungen der identifizierten Tragwerkseigenschaften haben bei Untersuchung von Variante 3 gegenüber den Varianten 1 und 2 zugenommen (siehe Tabelle 11). Die größten Streuungen treten bei den Parametern $\Delta B_{max,1}$, $\Delta B_{max,3}$ und σ_3 auf. Insgesamt ist demzufolge die Zuverlässigkeit der Strukturidentifikation von Variante 3 im Vergleich zu den vorangegangenen Strukturidentifikationen als niedriger einzustufen.

Analog zu den Strukturidentifikationen der Varianten 1 und 2 ist auch bei der Bestimmung des Lastortes eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den identifizierten und den tatsächlichen Werten zu erkennen, was anhand von Abbildung 56 deutlich wird. Der mittlere Fehler liegt bei etwa 4 %.

Tabelle 11: Variante 3 – gewichtete Standardabweichungen der identifizierten Tragwerkeigenschaften

Tragwerkeigenschaft	Gewichtete Standardabweichung (Mittelwerte aller Messzeitpunkte)
$\Delta B_{max,1}$	$\sigma_{\Delta B,max,1,w} \approx 0,16$ (ab Messzeitpunkt 18)
σ_l	$\sigma_{\sigma,l,w} \approx 0,07$
$\Delta B_{max,2}$	$\sigma_{\Delta B,max,2,w} \approx 0,07$
σ_2	$\sigma_{\sigma,2,w} \approx 0,03$
$\Delta B_{max,3}$	$\sigma_{\Delta B,max,3,w} \approx 0,11$
σ_3	$\sigma_{\sigma,3,w} \approx 0,15$
$c_{M,1}$	$\sigma_{c,M,1,w} \approx 0,03$
$c_{M,2}$	$\sigma_{c,M,2,w} \approx 0,03$

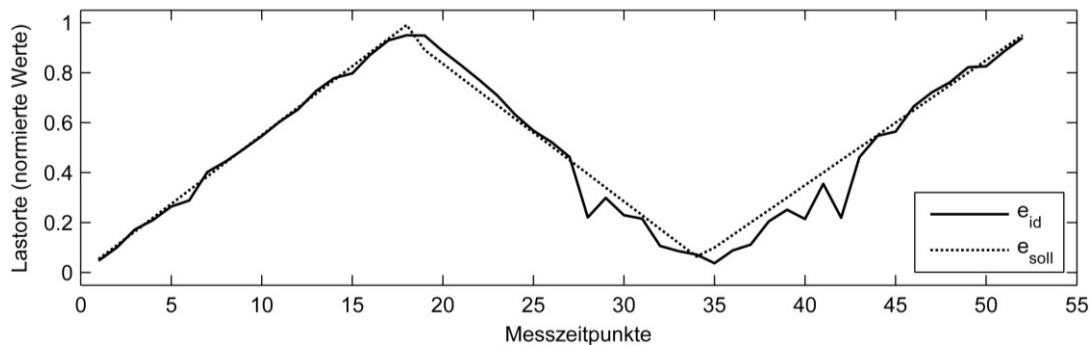


Abbildung 56: Variante 3 – identifizierte („id“) und tatsächliche Lastorte („soll“)

5.3 Zusammenfassung und Fazit

Die Verifizierung des entwickelten Verfahrens zur Strukturidentifikation erfolgte anhand von Messdaten, die im Rahmen numerischer Simulationen erzeugt wurden. Die Grundlage bildete eine Stahlbeton-Plattenbrücke, aus der drei Tragwerksvarianten entwickelt wurden. Die Varianten unterschieden sich hinsichtlich ihrer Tragwerkeigenschaften (Dreh- und Dehnfe-

dersteifigkeiten der Auflager, Biegesteifigkeitsverteilung). Bei einer Variante wurde während der Messdatenerzeugung eine Schädigung simuliert. Die Ziele der Strukturidentifikationen stellte die Bestimmung der Tragwerkseigenschaften dar, welche auch einen Rückschluss auf die simulierte Schädigung ermöglichen sollten. Das Zeitfenster bei der statistischen Analyse der identifizierten Tragwerkseigenschaften (Berechnung der gewichteten Mittelwerte und der gewichteten Standardabweichungen) umfasste 10 aufeinanderfolgende Messzeitpunkte.

Die gewonnenen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Die gewichteten Mittelwerte der identifizierten Dreh- und Dehnfedersteifigkeiten der End- und Mittelaullager stimmen bei sämtlichen durchgeführten Strukturidentifikationen bis auf einen Fehler von lediglich 1 % mit den tatsächlichen Werten überein. Die niedrigen Werte der gewichteten Standardabweichungen zeigen, dass die Streuungen der Einzelwerte um die jeweiligen Mittelwerte der betrachteten Zeitfenster ebenfalls als sehr gering einzustufen sind. Die Auflagersteifigkeiten konnten somit genau und zuverlässig identifiziert werden.

Bei der Identifikation der Biegesteifigkeitsverteilung der Tragwerksvariante 3 konnten gute Übereinstimmungen mit den tatsächlichen Werten erreicht werden. Die mittleren Fehler zwischen den gewichteten Mittelwerten der identifizierten Parameter und den entsprechenden tatsächlichen Werten liegen zwischen 8 % und 14 %. Die während der Messdatenerzeugung in das System eingetragene tragwerksrelevante Schädigung konnte eindeutig anhand der Ergebnisse detektiert werden. Die erhöhten Werte der gewichteten Standardabweichungen lassen darauf schließen, dass bei der Bestimmung der Biegesteifigkeitsverteilung größere Streuungen der identifizierten Einzelwerte um die jeweiligen Mittelwerte auftreten als bei der Bestimmung der Auflagersteifigkeiten. Insgesamt kann die erreichte Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Identifikation der Biegesteifigkeitsverteilung jedoch noch als gut beurteilt werden.

Die Identifikation der Orte, an denen sich die Fahrzeuge zu den einzelnen Messzeitpunkten befanden, erfolgte mit einer sehr guten Genauigkeit. Die mittleren Fehler zwischen den identifizierten und den tatsächlichen Werten lagen bei maximal 4 %.

6 Anwendung

6.1 Versuchsbeschreibung

6.1.1 Versuchskörper

Das entwickelte Verfahren wurde im Rahmen einer Anwendung zur Strukturidentifikation eines realen Stahlbetonbalkens eingesetzt. Eine zeichnerische Darstellung des Bauteils ist in Abbildung 57, eine Aufnahme des Versuchsaufbaus in Abbildung 58 gezeigt.

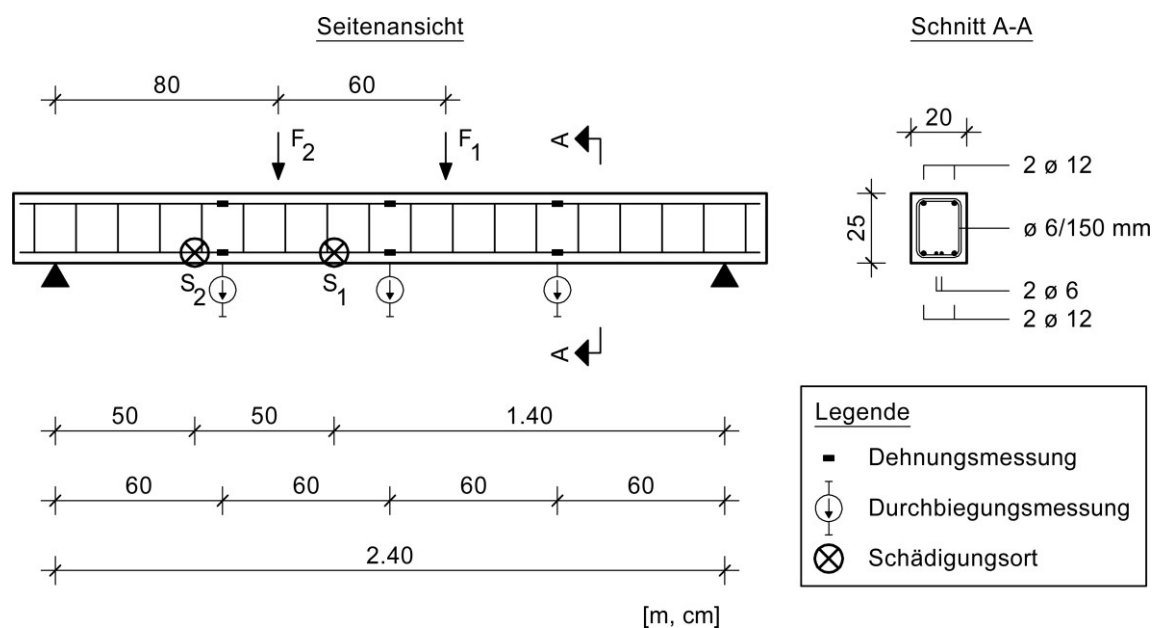


Abbildung 57: Versuchskörper – Seitenansicht und Schnitt

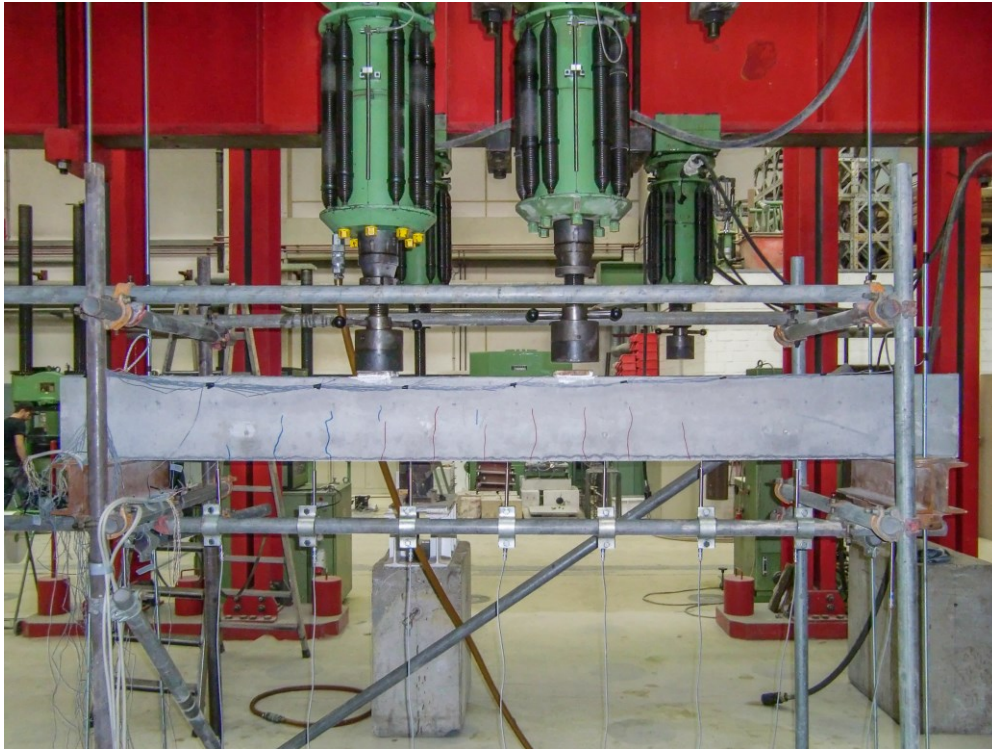


Abbildung 58: Versuchskörper – Aufnahme des Versuchsaufbaus

Das statische System des Stahlbetonbalkens entspricht dem eines Einfeldträgers mit einer Spannweite von 2,40 m. Die Endauflager des Balkens werden von zwei Quertraversen gebildet, die unterseitig an das Prüfgerüst angehängt wurden.

Der Balken verfügt über einen Rechteckquerschnitt mit Abmessungen von $b/h = 20/25$ cm. Die obere Längsbewehrung setzt sich aus 2 Ø 12 mm ($A_{s,o} = 2,26$ cm²), die untere Längsbewehrung aus 2 Ø 12 mm zzgl. 2 Ø 6 mm ($A_{s,u} = 2,83$ cm²) zusammen. Als Querkraftbewehrung dienen Bügel Ø 6 mm mit einem Verlegeabstand von 15 cm ($a_{sw} = 3,77$ cm²/m). Die Betondeckung beträgt 20 mm. Sämtliche Biegeformen wurden aus Betonstahl B500A gefertigt. Der Balken wurde unter Einsatz eines Betons der Festigkeitsklasse C35/45 hergestellt. Die Materialeigenschaften, die der Beton am Tag der Versuchsdurchführung (48 Tage nach dem Betonieren) aufwies, wurden anhand von Probekörpern bestimmt, welche gleichzeitig mit dem Balken angefertigt wurden. Dabei wurde ein Elastizitätsmodul von $E = 33.173$ N/mm² ermittelt.

6.1.2 Sensorik

Zur Erfassung der Bauteildehnungen wurden herkömmliche Dehnmessstreifen (DMS) eingesetzt, die auf die Bewehrungsstäbe $\varnothing 12$ mm der oberen und unteren Längsbewehrung aufgeklebt wurden. Die Messung der Durchbiegungen erfolgte unter Verwendung von induktiven Wegaufnehmern, welche an einem Messgerüst befestigt wurden. Sämtliche Sensoren wurden in gleichmäßigen Abständen von je 30 cm in Trägerlängsrichtung angeordnet. Zur Strukturidentifikation wurden nicht alle Sensoren, sondern lediglich die in den Viertelpunkten des Trägers befindlichen Messaufnehmer (siehe Abbildung 57) verwendet.

6.1.3 Versuchsablauf

Die Versuchsdurchführung erfolgte im Aufspannfeld der Versuchshalle des Instituts für Massivbau der Universität Duisburg-Essen. Zum Einsatz kamen zwei Prüfzylinder mit einer Nennlast von je 100 kN.

Der Balken wurde wechselweise durch zwei Einzellasten F_1 und F_2 (siehe Abbildung 57) mit Lastgrößen von bis zu 33 kN beansprucht. Die Lastaufbringung erfolgte langsam und kontinuierlich. Nach Erreichen der jeweiligen Laststufe wurde der Träger wieder entlastet.

Während der Versuchsdurchführung wurde der Balken an zwei Stellen S_1 und S_2 (siehe Abbildung 57) geschädigt, indem die Stäbe $\varnothing 6$ mm der unteren Längsbewehrung sukzessive durchtrennt wurden. Um die Schädigung ungehindert vornehmen zu können, wurden vor dem Betonieren des Versuchskörpers zwei Quader aus extrudiertem Polystyrol-Hartschaum (XPS) auf die zu schädigenden Bewehrungsstäbe aufgefädelt und anschließend auf der Bodenschalung des Balkens befestigt (Abbildung 59, links). Nach dem Ausschalen wurden die XPS-Quader aus dem erhärteten Beton entfernt, woraufhin die Bewehrungsstäbe von unten frei zugänglich waren (Abbildung 59, rechts). Das Durchtrennen der freigelegten Stäbe erfolgte im unbelasteten Zustand.

Eine Übersicht der untersuchten Messzeitpunkte einschließlich der zugehörigen Belastungs- und Schädigungszustände zeigt Tabelle 12.

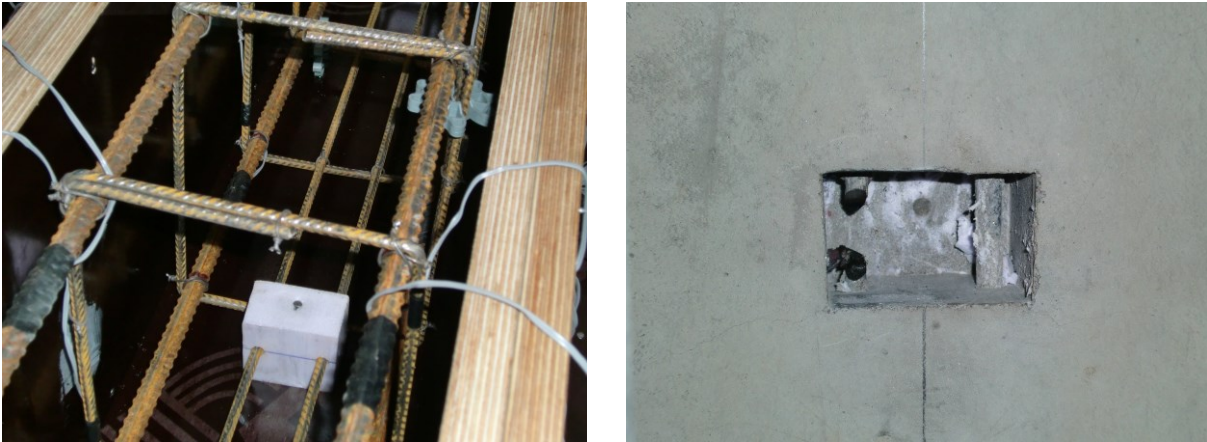


Abbildung 59: XPS-Quader in der Schalung vor der Betonage (links); Balkenuntersicht während der Versuchsdurchführung mit einem durchtrennten und einem ungeschädigten Bewehrungsstab (rechts)

Tabelle 12: Versuchsablauf – betrachtete Messzeitpunkte

Messzeitpunkt	Last F_1	Last F_2	Bewehrung Stelle S_1	Reduzierung Bewehrungsquerschnitt Stelle S_1	Bewehrung Stelle S_2	Reduzierung Bewehrungsquerschnitt Stelle S_2
1	33 kN	0 kN	2 Ø 12 mm + 1 Ø 6 mm	10 %	2 Ø 12 mm + 2 Ø 6 mm	0 %
2	0 kN	33 kN	2 Ø 12 mm + 1 Ø 6 mm	10 %	2 Ø 12 mm + 2 Ø 6 mm	0 %
3	33 kN	0 kN	2 Ø 12 mm + 0 Ø 6 mm	20 %	2 Ø 12 mm + 2 Ø 6 mm	0 %
4	0 kN	33 kN	2 Ø 12 mm + 0 Ø 6 mm	20 %	2 Ø 12 mm + 2 Ø 6 mm	0 %
5	33 kN	0 kN	2 Ø 12 mm + 0 Ø 6 mm	20 %	2 Ø 12 mm + 1 Ø 6 mm	10 %

6.2 Strukturidentifikation und Bewertung

Das Ziel der Strukturidentifikation stellt die Bestimmung der Biegesteifigkeitsverteilung des Stahlbetonbalkens dar. Diese ist im Wesentlichen geprägt durch die mit der Lastaufbringung auftretende Rissbildung, die mit einer Abminderung der Ausgangsbiegesteifigkeit, d. h. der Biegesteifigkeit des ungerissenen Querschnitts, einhergeht. Die Ausgangsbiegesteifigkeit ergibt sich unter Berücksichtigung der ideellen Querschnittswerte zu:

$$B_0 = E \cdot I_{c,i} = 33173 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,81 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 9,33 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \quad (\text{Gl. 28})$$

mit B_0 = Ausgangsbiegesteifigkeit des ungerissenen Querschnitts, E = Elastizitätsmodul des Betons, $I_{c,i}$ = ideelles Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts.

Darüber hinaus findet eine weitere Steifigkeitsabminderung infolge der vorgenommenen Schädigung der unteren Längsbewehrung statt. Durch die gelenkige Lagerung tritt in den Auflagerbereichen eine nur geringe Momentenbeanspruchung auf, weshalb dort eine ebenfalls nur geringe Rissbildung zu erwarten ist. Zur Beschreibung der Biegesteifigkeitsverteilung des Trägers wird daher eine einzelne Gauß'sche Glockenkurve eingesetzt, deren Scheitelpunkt in Feldmitte festgelegt wird. Das entwickelte FE-Basismodell und die zugehörigen Modellparameter sind in Abbildung 60 dargestellt.

Die zulässigen Wertebereiche der Modellparameter zeigt Tabelle 13. Aufgrund der geringen Risswahrscheinlichkeit in den Auflagerbereichen wird die Standardabweichung der Gauß'schen Glockenkurve auf einen Maximalwert von 0,48 m (entspricht 20 % der Trägerlänge) begrenzt, was letztlich einer Verringerung des Rechenaufwands bei der Modelladaptation dient.

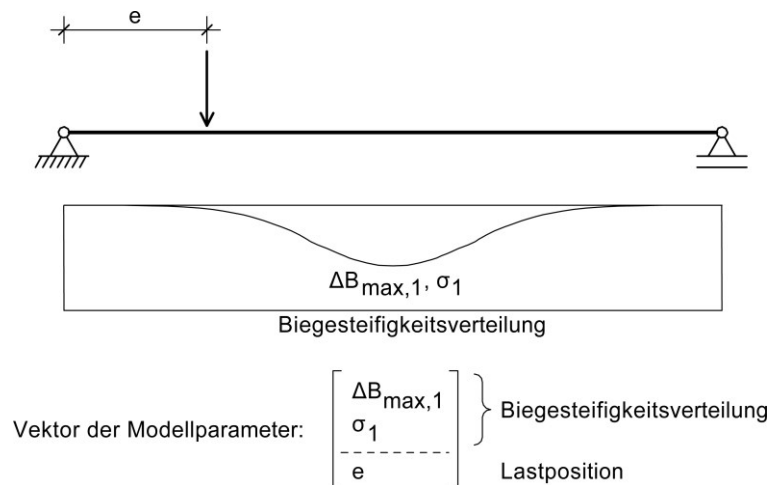


Abbildung 60: FE-Basismodell und Modellparameter

Tabelle 13: Zulässige Wertebereiche der Modellparameter

Parameter	zul. Wertebereich	Einheit	Bemerkung
Lastort	$0 \leq e \leq 2,40$	[m]	bezeichnet den Abstand der Last vom linken Auflager
max. relative Steifigkeitsabminderung der Gauß'schen Glockenkurve	$0 \leq \Delta B_{\max} < 1$	-	
Standardabweichung der Gauß'schen Glockenkurve	$1 < \sigma < 0,48$	[m]	

6.2.1 Tatsächliche Lastorte und Tragwerkseigenschaften

Wie in Kapitel 5.2.1 werden auch hier bei der Definition der Bildungsvorschrift zur Erzeugung der Genotypen die zulässigen Wertebereiche in einer normierten Darstellung, d. h. im Intervall zwischen 0 und 1, angegeben. Die normierten Darstellungen der tatsächlichen Lastorte $e_{F,1,soll}$ und $e_{F,2,soll}$ der Lasten F_1 und F_2 ergeben sich damit zu:

$$e_{F,1,soll} = \frac{1,40 \text{ m}}{2,40 \text{ m}} = 0,58 \quad (\text{Gl. 29})$$

$$e_{F,2,soll} = \frac{0,80 \text{ m}}{2,40 \text{ m}} = 0,33 \quad (\text{Gl. 30})$$

Die Berechnung der tatsächlichen vorliegenden Steifigkeitsabminderung $\Delta B_{max,soll}$ infolge der Rissbildung sowie der Schädigung der Bewehrung erfolgt anhand der Beziehung:

$$\kappa(x) = \frac{M(x)}{B(x)} \quad (\text{Gl. 31})$$

mit κ = Krümmung des Querschnitts an der Stelle x , $M(x)$ = Biegemoment an der Stelle x , $B(x)$ = Biegesteifigkeit des Querschnitts an der Stelle x .

Die Krümmung lässt sich anhand des Dehnungszustands berechnen:

$$\kappa(x) = \frac{\varepsilon_{s,u}(x) - \varepsilon_{s,o}(x)}{e_s} \quad (\text{Gl. 32})$$

mit $\varepsilon_{s,o}(x)$ und $\varepsilon_{s,u}(x)$ = Dehnung der oberen und unteren Längsbewehrung an der Stelle x , e_s = Abstand zwischen der oberen und unteren Längsbewehrungslage.

Durch Einsetzen von (Gl. 32) in (Gl. 31) und Umstellen nach $B(x)$ erhält man:

$$B(x) = \frac{M(x)}{\kappa(x)} = \frac{M(x) \cdot e_s}{\varepsilon_{s,u}(x) - \varepsilon_{s,o}(x)} \quad (\text{Gl. 33})$$

In Tabelle 14 wurden die tatsächlichen Biegesteifigkeiten $B(x)$ für die betrachteten Messzeitpunkte in Feldmitte (d. h. bei $x = 1.200$ mm) berechnet. Die Biegemomente $M(x)$ bestimmen sich in Abhängigkeit von der Lastgröße der Einzellasten F_1 bzw. F_2 (siehe Tabelle 12). Die Werte von $\varepsilon_{s,o}(x)$ und $\varepsilon_{s,u}(x)$ beschreiben die Dehnungszustände, die zu den einzelnen Messzeitpunkten von den in Feldmitte an der oberen und unteren Längsbewehrung angebrachten DMS erfasst wurden. Der Abstand zwischen den Bewehrungslagen zur Berechnung der Krümmung κ beträgt $e_s = 180$ mm. Die Ausgangsbiegesteifigkeit wurde in (Gl. 28) zu $B_0 = 9,33 \cdot 10^{12}$ Nmm² ermittelt. Das Verhältnis $B(x)/B_0$ gibt die tatsächliche Biegesteifigkeit bezogen auf die Ausgangssteifigkeit an. Anhand dieses Wertes lässt sich die tatsächliche relative Biegesteifigkeitsabminderung $\Delta B_{max,soll}(x)$ berechnen. Diese ergibt sich in Feldmitte für alle Messzeitpunkte zu 68 % bis 72 %. Die Auswirkungen der in den Balken eingetragenen Schädigungen auf die berechneten Biegesteifigkeiten, für die in aufsteigender Reihenfol-

ge der Messzeitpunkte eine kontinuierliche Zunahme erwartet wurde, sind dabei jedoch nicht klar erkennbar. Es wird vermutet, dass der Beitrag, den die durchtrennte Querschnittsfläche der Bewehrung zum ideellen Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts liefert, zu gering ist, um eine deutliche Veränderung des Verformungsverhaltens des Trägers hervorzurufen.

Tabelle 14: Berechnung der tatsächlichen relativen Biegesteifigkeitsabminderung

Mess- zeit- punkt	für $x = 1.200 \text{ mm}$ mit $e_s = 180 \text{ mm}$ und $B_0 = 9,33 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$						
	$M(x)$ [Nmm]	$\epsilon_{s,o}(x)$ [mm/mm]	$\epsilon_{s,u}(x)$ [mm/mm]	$\kappa(x)$ [1/mm]	$B(x)$ [Nmm ²]	$B(x)/B_0$ [-]	$\Delta B_{max,soll}(x)$ $= 1 - B(x)/B_0$ [-]
1	$1,65 \cdot 10^7$	$-2,25 \cdot 10^{-4}$	$8,31 \cdot 10^{-4}$	$5,86 \cdot 10^{-6}$	$2,81 \cdot 10^{12}$	0,30	0,70
2	$1,32 \cdot 10^7$	$-1,85 \cdot 10^{-4}$	$6,23 \cdot 10^{-4}$	$4,49 \cdot 10^{-6}$	$2,94 \cdot 10^{12}$	0,32	0,68
3	$1,65 \cdot 10^7$	$-2,25 \cdot 10^{-4}$	$8,70 \cdot 10^{-4}$	$6,08 \cdot 10^{-6}$	$2,71 \cdot 10^{12}$	0,29	0,71
4	$1,32 \cdot 10^7$	$-1,87 \cdot 10^{-4}$	$6,54 \cdot 10^{-4}$	$4,67 \cdot 10^{-6}$	$2,83 \cdot 10^{12}$	0,30	0,70
5	$1,65 \cdot 10^7$	$-2,26 \cdot 10^{-4}$	$9,00 \cdot 10^{-4}$	$6,26 \cdot 10^{-6}$	$2,64 \cdot 10^{12}$	0,28	0,72

6.2.2 Identifizierte Lastorte und Tragwerkseigenschaften

Die Ergebnisse der zu den einzelnen Messzeitpunkten durchgeführten Modelladaptionen sind in Tabelle 15 dargestellt.

Bei der Identifikation des Lastortes e sind sehr gute Übereinstimmungen mit den tatsächlichen Werten $e_{F,1,soll} = 0,58$ und $e_{F,2,soll} = 0,31$ zu erkennen. Die Fehler betragen maximal 4,2 % bei F_1 (Messzeitpunkt 5) und 2,9 % bei F_2 (Messzeitpunkt 4).

Die Einzelwerte der identifizierten maximalen relativen Biegesteifigkeitsabminderung $\Delta B_{max,id}$ liegen zwischen 0,523 und 0,549. Die Standardabweichung der Gauß'schen Glockenkurve wurde zu allen Messzeitpunkten zu $\sigma_{id} = 0,200$ bestimmt. Wie bereits bei der Berechnung der tatsächlichen Biegesteifigkeitsabminderung (Tabelle 14) festgestellt wurde, lassen die identifizierten Biegesteifigkeitsabminderungen sowie die Breiten der Gauß'schen Glo-

ckenkurve nicht eindeutig auf das Vorhandensein der lokal ausgeprägten Schädigungen schließen.

Tabelle 15: Ergebnisse der Strukturidentifikationen zu den einzelnen Messzeitpunkten

Messzeitpunkt	Lastort e	maximale relative Steifig- keitsabminderung der Gauß'schen Glockenkurve $\Delta B_{max,id}$	Standardabweichung der Gauß'schen Glockenkurve σ_{id}
1	0,618	0,547	0,200
2	0,333	0,523	0,200
3	0,616	0,549	0,200
4	0,339	0,523	0,200
5	0,622	0,553	0,200

Die statistische Analyse der Einzelwerte wird auf Grundlage eines Zeitfensters durchgeführt, welches sämtliche vorliegenden Messzeitpunkte umfasst. Die dabei ermittelten gewichteten Mittelwerte ergeben sich zu $\Delta B_{max,m,w,id} = 0,538$ und $\sigma_{m,w,id} = 0,200$. Die daraus resultierende Biegesteifigkeitsverteilung $B(x)/B_0 = (1 - \Delta B_{max,m,w,id})/B_0$ zeigt Abbildung 61. Der in Feldmitte auftretende Fehler zwischen $\Delta B_{max,m,w,id}$ und den in Tabelle 14 berechneten tatsächlichen Werten von $\Delta B_{max,soll} \approx 0,70$ beträgt etwa 16,2 % und wird damit als noch akzeptabel erachtet. Die Streuungen der Einzelwerte um die jeweiligen Mittelwerte sind sehr gering, was anhand der gewichteten Standardabweichungen von $\sigma_{\Delta B,max,w} \approx 0,01$ und $\sigma_{\sigma,l,w} \approx 0,00$ deutlich wird.

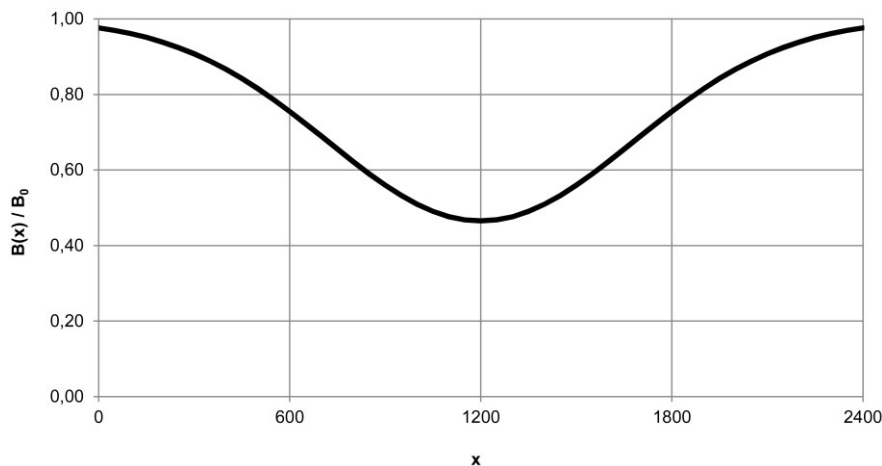


Abbildung 61: Identifizierte Biegesteifigkeitsverteilung (gewichtete Mittelwerte)

6.3 Zusammenfassung und Fazit

Im Rahmen eines Laborversuchs wurde der entwickelte Ansatz zur Strukturidentifikation eines Stahlbetonbalkens eingesetzt. Die Messdaten, welche die Grundlage für die Strukturidentifikation bildeten, wurden im Zuge von Bauteilversuchen gewonnen, in denen der Balken wechselweise durch zwei Einzellasten beansprucht wurde. Während der Versuche wurde der Balken an zwei Stellen geschädigt, indem Teile der unteren Längsbewehrung durchtrennt wurden. Die Ergebnisse der Anwendung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Bei der Bestimmung der Lastorte konnte eine sehr hohe Genauigkeit erreicht werden. Die Fehler zwischen den identifizierten und den tatsächlichen Lastorten lagen bei maximal 4,2 %.

Der gewichtete Mittelwert der identifizierten maximalen Biegesteifigkeitsabminderungen weicht um ca. 16 % von den zuvor berechneten tatsächlichen Werten ab. Dieser Fehler wird als noch akzeptabel erachtet. Die identifizierte Standardabweichung der Gauß'schen Glockenkurve lässt auf eine weit verteilte Steifigkeitsabminderung schließen. Die eingetragenen Schädigungen konnten jedoch im Rahmen der Strukturidentifikation nicht eindeutig erkannt werden, was auf den geringen Beitrag der durchtrennten Querschnittsfläche der Bewehrung zum ideellen Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, d. h. das sehr geringe Ausmaß der Schädigungen, zurückgeführt wird.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Ansatz zur verformungsbasierten Strukturidentifikation von Tragwerken des Massivbrückenbaus erarbeitet. Im Gegensatz zu herkömmlichen verformungsbasierten Verfahren, die auf der Durchführung von Belastungsversuchen beruhen, verwendet der vorgestellte Ansatz Messdaten, die während der Dauerüberwachung eines Brückenbauwerks gewonnen werden. Als Versuchslasten werden einzelne Fahrzeuge des Güterverkehrs herangezogen, deren Gewichte bei der Auffahrt auf die Brücke bestimmt werden. Aus einer Literaturstudie ging hervor, dass Güterfahrzeuge mit Gewichten von etwa 40 t für die Strukturidentifikation von Brückenbauwerken mit kleinen bis mittleren Spannweiten in Betracht kommen. Dies trifft auf mehr als 90 % aller Brücken in der Bundesrepublik Deutschland zu.

Das entwickelte Verfahren besteht aus drei Komponenten:

- **Datenerfassung** – Die Datenerfassung schließt die Datenerfassungsstrategie, das Messsystem und die Messdatenvorverarbeitung ein. Zur Reduzierung der Menge der erfassten Messdaten wurde eine ereignisbasierte Datenerfassungsstrategie entwickelt. Demzufolge werden Messdaten nur dann erfasst, wenn bestimmte Bedingungen erfüllt sind, die die Anzahl und das Gewicht der Fahrzeuge auf der Brücke sowie die vorherrschenden Umweltbedingungen betreffen. Die Datenerfassung erfolgt durch den Einsatz von Messsystemen zur Bestimmung von Fahrzeugdaten (Fahrzeugkennzeichen, Fahrzeuggewichte), Tragwerksreaktionen (Dehnungen, Verschiebungen, Querschnittsneigungen) und Umweltbedingungen (Temperaturen, Windlasten). Die erfassten Messdaten werden vorverarbeitet

und entsprechend ihrer Messzeitpunkte als Messdatensätze in der Datenbank DB1 abgelegt.

- **Strukturidentifikation** – Die Strukturidentifikation erfolgt durch die Adaption von Finite-Elemente-(FE-)Modellen auf Grundlage der in der Datenbank DB1 vorhandenen Messdatensätze. Die Strukturidentifikationskomponente besteht aus drei Modulen: (i) Das Optimierungsmodul dient der Lösung des mit der Modelladaption verbundenen Optimierungsproblems. Dazu wird ein Optimierungsverfahren auf Grundlage der genetischen Programmierung verwendet. (ii) Das Berechnungsmodul wird durch ein extern angebundenes FE-Softwaresystem repräsentiert, welches die FE-Analysen der Lösungskandidaten zur Bewertung ihrer Fitness vornimmt. (iii) Das Adoptionsmodul führt die eigentliche FE-Modelladaption durch und nimmt damit die zentrale Rolle bei der Strukturidentifikation ein. Bei der Modelladaption werden die Tragwerkseigenschaften des überwachten Brückenbauwerks, d. h. (1) seine Biegesteifigkeitsverteilung, (2) Steifigkeiten von Auflagern, Anschlüssen, Verbindungen und Gelenken, (3) ggf. wirkende Vorspannkkräfte sowie (4) die Positionen der Fahrzeuge zum Messzeitpunkt identifiziert. Die gewonnenen Informationen werden in der Datenbank DB2 abgelegt.
- **Bewertung** – Im Rahmen der Bewertung werden die zu mehreren aufeinanderfolgenden Messzeitpunkten identifizierten Tragwerkseigenschaften aus der Datenbank DB2 hinsichtlich Streuungen und Ungenauigkeiten untersucht. Auf diese Weise lassen sich Aussagen über die Zuverlässigkeit der Strukturidentifikation gewinnen. Die Grundlage der Bewertung bildet ein gleitendes Zeitfenster, in dem eine statistische Analyse der Ergebnisse vorgenommen wird. Ein weiteres Ziel bei der Bewertung ist die Erkennung tragwerksrelevanter Schädigungs- und Deteriorationsprozesse, die sich in einer fortschreitenden Veränderung der Tragwerkseigenschaften im Verlauf der Zeit äußern.

Das Verfahren zur Strukturidentifikation wurde prototypisch in Form der Software-Applikation *STRICOM* implementiert.

Die Verifizierung des Verfahrens erfolgte anhand von Messdaten, die im Rahmen numerischer Simulationen gewonnen wurden. Die Grundlage bildete eine Stahlbeton-Plattenbrücke, aus der verschiedene Tragwerksvarianten entwickelt wurden. Das Ziel der Strukturidentifikation war die Bestimmung von Dreh- und Dehnfedersteifigkeiten der Auflager, der Biegestei-

figkeitsverteilung und der Lastorte sowie die Erkennung einer simulierten tragwerksrelevanten Schädigung. Es zeigte sich, dass insbesondere die Steifigkeiten der Auflager und die Lastorte mit einer sehr hohen Genauigkeit identifiziert werden konnten. Die Genauigkeit, die bei der Bestimmung der Biegesteifigkeitsverteilung erreicht werden konnte, wird als gut bewertet. Die simulierte Schädigung konnte deutlich anhand der Ergebnisse erkannt werden.

Darüber hinaus wurde der entwickelte Ansatz im Rahmen einer Anwendung zur Strukturidentifikation eines realen Stahlbetonbalkens eingesetzt. Während des Versuchsablaufs wurde der Balken wechselweise durch zwei Einzellasten beansprucht. Außerdem wurde der Balken geschädigt, indem ein Anteil der unteren Längsbewehrung durchtrennt wurde. Die Berechnung der tatsächlich in Feldmitte vorhandenen Biegesteifigkeit auf Grundlage der während der Versuchsdurchführung erfassten Dehnungszustände ließ keinen deutlichen Einfluss der Schädigung erkennen. Die im Rahmen der Strukturidentifikation bestimmte Biegesteifigkeitsverteilung stimmt mit akzeptabler Genauigkeit mit den tatsächlichen Werten überein. Jedoch ließen die identifizierten Biegesteifigkeitsabminderungen sowie die Breiten der Gauß'schen Glockenkurve nicht eindeutig auf das Vorhandensein der lokal ausgeprägten Schädigungen schließen. Dies wird auf den geringen Beitrag der durchtrennten Bewehrung zum ideellen Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts zurückgeführt.

7.2 Ausblick

Die Anwendung des entwickelten Verfahrens ist durch die Betrachtung einzelner Fahrzeuge des Güterverkehrs ausschließlich auf Brückentragwerke mit kleinen bis mittleren Spannweiten beschränkt. Um auch bei Tragwerken mit Spannweiten von mehr als 50 m zuverlässig messbare und demnach zur Strukturidentifikation geeignete Tragwerksreaktionen hervorzurufen, ist die Aufbringung weitaus höherer Belastungen erforderlich. Durch eine Erweiterung des Verfahrens im Hinblick auf die Berücksichtigung mehrerer zeitgleich auf der Brücke befindlicher Fahrzeuge wäre eine Anwendung auch bei beliebig weit gespannten Bauwerken möglich. Da sich mit der Anzahl der berücksichtigten Fahrzeuge jedoch ebenso die Anzahl

der Optimierungsvariablen erhöht, kommt der Verbesserung der Effizienz des Optimierungsverfahrens eine hohe Bedeutung zu.

Eine Möglichkeit zur Effektivitätssteigerung des Optimierungsverfahrens stellt die sogenannte *Selbstadaptivität* dar. *Selbstadaptivität* bezeichnet die Fähigkeit eines Optimierungsalgorithmus, die Parameter zur Steuerung des Optimierungsprozesses selbstständig an das vorliegende Optimierungsproblem anzupassen. So ist ein selbstadaptiver evolutionärer Algorithmus z. B. in der Lage, die Anzahl der Individuen einer Generation sowie die Rekombinations- und Mutationswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit des Optimierungsfortschritts und der Fitnessentwicklung selbstständig zu verändern. Auf diese Weise ließe sich der Verlauf des Optimierungsprozesses äußerst positiv beeinflussen.

Bei einer FE-Modelladaption handelt es sich um ein iteratives Verfahren, bei der im Verlauf des Optimierungsprozesses unter Umständen eine sehr große Anzahl von Modellen untersucht werden muss, bis eine Lösung mit akzeptabler Qualität gefunden wurde. Die Anzahl der möglichen Modelle ist abhängig von der Anzahl der Modellparameter. Jedes mögliche FE-Modell, welches durch eine Kombination der Modellparameter beschrieben wird, stellt einen Punkt innerhalb des Lösungsraums dar. Die Auswertung der Fitnessfunktion an diesem Punkt, bei der der Fitnesswert des Modells bestimmt wird, erfolgt anhand einer FE-Berechnung. FE-Analysen sind vergleichsweise rechenintensiv. Ein vielversprechender Ansatz zur Verringerung des Rechenaufwands einer Modelladaption stellt die Verwendung von Näherungsfunktionen zur Approximation der zugrundeliegenden Fitnessfunktion dar, deren Auswertung einen geringeren Rechenaufwand erfordert als eine entsprechende FE-Analyse. Die Bildung dieser Näherungsfunktionen erfolgt im Vorfeld der eigentlichen Modelladaption auf Grundlage von (möglichst wenigen) Stützstellen, die so im Lösungsraum verteilt werden, dass sie den Verlauf der Fitnessfunktion mit ausreichender Genauigkeit wiedergeben können. Zur Berechnung der Funktionswerte der Fitnessfunktion an den Stützstellen werden FE-Analysen durchgeführt. Nach der Bildung der Näherungsfunktion erfolgt die eigentliche Modelladaption. Dabei wird die Fitness der Lösungskandidaten jedoch nicht mehr anhand von FE-Analysen berechnet, sondern durch Auswertung der Näherungsfunktion. Auf diese Weise ließe sich die Rechendauer, die eine Modelladaption beansprucht, deutlich verkürzen. Im Bedarfsfall kann dieses Vorgehen auch nur im Rahmen der Explorationsphase einer Optimierung angewendet

werden, sodass die Erforschung des Lösungsraums auf Grundlage der Näherungsfunktion und die weitere Verbesserung guter Lösungen im Zuge der Exploitation auf Grundlage von FE-Analysen erfolgt.

Das vorgestellte Verfahren wurde insbesondere zur Strukturidentifikation von Balken- und Plattenbrücken in Massivbauweise entwickelt. Eine mögliche Weiterentwicklung sollte weitere Konstruktionsweisen bzw. Brückentypen (z. B. Hänge- und Schrägseilbrücken sowie Verbundbrücken) einschließen. Hierzu sind die besonderen Eigenschaften und das Tragverhalten der Bauwerke ebenso zu berücksichtigen wie die entsprechenden charakteristischen Modellparameter (z. B. Steifigkeit der Schrägseile, Steifigkeit des Verbundes zwischen Stahl und Beton bei Verbundbrücken usw.).

Die bei der Anwendung des vorgeschlagenen Verfahrens gewonnenen Erkenntnisse dienen der Optimierung von Erhaltungsmaßnahmen sowie der Prognose zukünftiger Szenarien auch unter Berücksichtigung von sich fortentwickelnden Schädigungen. Zur optimalen Verwertung der Resultate sind Schnittstellen zu entwickeln, die eine Einbindung des Verfahrens zur Strukturidentifikation in die Systeme des Erhaltungsmanagement ermöglichen. Dabei ist ebenso zu definieren, wie die identifizierten Tragwerkseigenschaften sowie zusätzlich wirksame Tragmechanismen bei der Bewertung eines Bauwerkszustands berücksichtigt werden können, und welche Aspekte der Bauwerkszuverlässigkeit dabei zu beachten sind.

8 Literatur

A

- [Abd12] Abdo, M.A.B.: Parametric study of using only static response in structural damage detection. *Engineering Structures* 34 (2012), S. 124-131.
- [Abd99] Abdel Wahab, M.M., De Roeck, G., Peeters, B.: Parameterization of Damage in Reinforced Concrete Structures Using Model Updating. *Journal of Sound and Vibration* 228(4), 1999, S. 717-730.
- [Akt03] Aktan, A. E., Catbas, F. N., Grimmelsman, K. A., Pervizpour, M.: Development of a Model Health Monitoring Guide for Major Bridges. Drexel Intelligent Infrastructure and Transportation Safety Institute, Philadelphia, USA, 2003.
- [ASCE11] ASCE SEI Committee on Structural Identification of Constructed Systems: Structural Identification (St-Id) of Constructed Facilities – Approaches, Methods and Technologies for Effective Practice of St-Id. State-of-the-Art Report, 2011.

B

- [BA54/94] Load Testing for Bridge Assessment. Design Manual for Roads and Bridges, Volume 3 – Highway Structures: Inspection and Maintenance, Section 4 – Assessment, Part 8, 2001.

- [Bal06] Balageas, D., Fritzen, C.-P., Güemes, A.: Structural Health Monitoring. Iste Publishing Company, 2006.
- [Ber09] Bergmeister, K.: Monitoring und Lebensdauer von Bauwerken. In: Festschrift zur Festveranstaltung „125 Jahre Materialprüfungsanstalt MPA Universität Stuttgart 1884-2009“, 2009.
- [Ber15] Bergmeister, K., Mark, P., Österreicher, M., Sanio, D., Heek, P., Krawtschuk, A., Strauss, A., Ahrens, M. A.: Innovative Monitoringstrategien für Bestandsbauwerke. Beton-Kalender 2015, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn.
- [BMVBS06] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken. Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages, Berlin, Januar 2006.
- [BMVBS11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011.
- [BMVI14] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): Verkehrsinvestitionsbericht für das Berichtsjahr 2012. Deutscher Bundestag, Drucksache 18/580, Februar 2014.
- [Bri00] Brincker, R., Ventura, C., Andersen, P.: Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition. Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference, San Antonio, Texas, 2000.
- [Bri99] Brincker, R., Zhang, L., Andersen, P.: Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference, Kissimmee, Florida, 1999.

- [Bru08] Brunner, Woschitz: Eingebetteter faseroptischer Verformungssensor – Statische und dynamische Messungen. Messen in der Geotechnik 2008, TU Braunschweig, 2008.
- [Bur95] Burdet, O., Corthay, S.: Dynamic Load Testing of Swiss Bridges. In: Tagungsband IABSE Symposium San Francisco, Extending the Lifespan of Structures, 1995, S. 1123-1128.
- [Bus07] Buschmeyer, W., Schnellenbach-Held, M., Lubasch, P.: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 68, 2007.
- [But12] Butz, C.: Kalottenlager und Modular-Dehnfuge – Mehr als nur Verbindungselemente im Brückenbau. Vortrag beim Forschungskolloquium „Die Straße im 21. Jahrhundert“, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 31.10.2012.

C

- [Cai04] Cai, C. S., Shahawy, M.: Predicted and Measured Performance of Prestressed Concrete Bridges. Journal of Bridge Engineering, Vol. 9, No. 1, 2004, S. 4-13.
- [Cha03] Chang, P.C., Flatau, A., Liu, S.C.: Review Paper: Health Monitoring of Civil Infrastructure. Structural Health Monitoring, Vol. 2(3), 2003, 257-267.
- [Cho01] Chou, J.H., Ghaboussi, J.: Genetic algorithm in structural damage detection. Computers and Structures, 79, 2001, S. 1335-1353.
- [Cun06] Cunha, A., Caetano, E., Magalhaes, C. M., Moutinho, C.: From Input-Output to Output-Only Modal Identification of Civil Engineering Structures. SAMCO Final Report 2006, F11 Selected Papers.

D

- [DAfStb00] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“. Ausgabe 2000.
- [Dar1859] Darwin, C.: On the Origin of Species by Means of Natural Selection, or The Preservation of Favoured Races in the Struggle for Life. 1859.
- [Den10] Den, L., Cai, C.S.: Bridge Model Updating Using Response Surface Method and Genetic Algorithm. Journal of Bridge Engineering, Vol. 15, No. 5, 2010, S. 553-564.
- [DIN1076] DIN 1076. Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. November 1999.
- [Du13] Du, S., Ibrahim, M., Badawy, W: Automatic License Plate Recognition (ALPR): A State-of-the-Art Review. IEEE Transactions on Circuits and Systems for Video Technology, Vol. 13, Nr. 2, 2013, S. 311-325.

E

- [EC0/NA] Nationaler Anhang zu Eurocode 0: DIN EN 1990. Grundlagen der Tragwerksplanung. Dezember 2010.
- [EC2-1-1] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011.
- [EC2-2] Eurocode 2: DIN EN 1992-2. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Dezember 2010.

F

- [Fan05] Fang, X., Luo, H., Tang, J.: Structural damage detection using neural network with learning rate improvement. *Computers and Structures* 83 (2005), S. 2150-2161.
- [Fan08] Fang, S.E., Perera, R., De Roeck, G.: Damage identification of a reinforced concrete frame by finite element model updating using damage parameterization. *Journal of Sound and Vibration* 313, 2008, S. 544-559.
- [Far97] Farrar, C.R., Doebling, S.W.; Cornwell, P.J., Straser, E.G.: Variability of Modal Parameters Measured on the Alamosa Canyon Bridge. *Proceedings of the International Society for Optical Engineering*, Vol. 3089(1), S. 257-263, 1997.
- [Far99a] Farrar, C.R., Duffey, T.A., Cornwell, P.J., Doebling, S.W.: Excitation Methods for Bridge Structures. *Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference*, 1999.
- [Far99b] Farrar, C.R., Doebling, S.W.: Damage Detection II - Field Applications to Large Structures. In: Silva, J.M.M, Maia, N.M.M.: *Modal Analysis and Testing: Proceedings of the NATO Advanced Study Institute, Sesimbra, Portugal, 3-15 May 1998*, Springer Netherlands 1999, S. 345-378.
- [Fog66] Fogel, L. J.: *Artificial Intelligence through Simulated Evolution*. John Wiley, New-York, 1966.
- [FOSTA05] Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA): Untersuchungen zum verstärkten Einsatz von Stahlverbundkonstruktionen bei Brücken kleiner und mittlerer Stützweiten. *FOSTA Bericht P 629*, 2005.
- [Fri95] Friswell, M.I., Mottershead, J.E.: *Finite Element Model Updating in Structural Dynamics*. Kluwer Academic Publishers, 1995.

G

- [Gey95] Geyer-Schulz, A.: Fuzzy Rule-based Expert-Systems and Genetic Machine Learning. Physica-Verlag, 1995.
- [Gli07] Glisic, B., Inaudi, D.: Fibre Optic Methods for Structural Health Monitoring. Wiley-Interscience, 2007.
- [Goj11] Goj, K., Wagner, R., Naturski, R., Ettelt, B.: Erhaltung von Ingenieurbauwerken. bau intern Sonderheft „Erhaltungsmanagement an Straßen in Bayern“. Zweite, aktualisierte Auflage, August 2011, S. 41-47.
- [Gol09] Goldfeld, Y.: A direct identification procedure for assessment of stiffness distribution. Engineering Structures 31 (2009), S. 1068-1076.
- [Gou09] Goulet, J.A., Kripakaran, P., Smith, I.F.C.: Langensand Bridge in Lucerne. Bericht, Applied Computing and Mechanics Laboratory (IMAC), École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 2009.
- [Gou10] Goulet, J.A., Kripakaran, P., Smith, I.F.C.: Multimodel Structural Performance Monitoring. Journal of Structural Engineering, Vol. 136, Issue 10, 2010, S. 1309-1318.
- [Gro12] Großwig, S., Tusche, J.: Messtechnik in Fahrbahnübergängen für Brücken. Innovationsprogramm Straße FE 88.0113/2011, Vortrag beim Forschungskolloquium „Die Straße im 21. Jahrhundert“, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 31.10.2012.
- [Gro94] Großmann, F.: Ergänzte und erweiterte Stellungnahme zur „Experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken“ – BMFT-Forschungsvorhaben EXTRA (Projekt-Nr. 13 RG 9116). Bundesanstalt für Straßenwesen, April 1994, eingeführt mit BMV-Schreiben StB 25/38.55.40-01/77 Va 94 vom 20. Juli 1994.

- [Gut02] Gutermann, M.: Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Dissertation, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden, 2002.
- [Gut11] Gutermann, M., Schröder, C.: 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA. Bautechnik 88 (2011), S. 199-204.

H

- [Haa04] Haardt, P., Gehrlicher, K., Prehn, W.: Bauwerks-Management-System (BMS) – Werkzeug zur Substanzerhaltung für Verkehrsbauwerke. Bautechnik 81, Heft 10, 2004, S. 794-798.
- [Haj90] Hajela, P., Soeiro, F.J.: Recent Developments in damage detection based on system identification methods. Structural Optimization, Vol. 2, No. 1, 1990, S. 1-10.
- [He06] He, R.S., Hwang, S.F.: Damage detection by an adaptive real-parameter simulated annealing genetic algorithm. Computers and Structures 86 (2006), S. 2231-2243.
- [Hol75] Holland, J. H.: Adaptation in Natural and Artificial Systems. University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.
- [Hos13a] Hosteng, T., Phares, B.: Demonstration of Load Rating Capabilities through Physical Load Testing: Sioux County Bridge Case Study. Final Report 1 of 3, InTrans Project 12-444, Bridge Engineering Center, Institute of Transportation, Iowa State University, 2013.
- [Hos13b] Hosteng, T., Phares, B.: Demonstration of Load Rating Capabilities through Physical Load Testing: Ida County Bridge Case Study. Final Report 2 of 3, InTrans Project 12-444, Bridge Engineering Center, Institute of Transportation, Iowa State University, 2013.

- [Hos13c] Hosteng, T., Phares, B.: Demonstration of Load Rating Capabilities through Physical Load Testing: Johnson County Bridge Case Study. Final Report 3 of 3, InTrans Project 12-444, Bridge Engineering Center, Institute of Transportation, Iowa State University, 2013.

I

- [ICE98] The Institution of Civil Engineers (ICE), National Steering Committee for the Load Testing of Bridges: Guidelines for the Supplementary Load Testing of Bridges. Thomas Telford Publications, 1998.
- [Ina08] Inaudi, D., Glisic, B.: Overview of Fibre Optic Sensing Applications to Structural Health Monitoring. 13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis, 4th IAG Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering, LNEC, Lissabon, 2008.
- [ISIS01] ISIS Canada – Intelligent Sensing for Innovative Structures: Guidelines for Structural Health Monitoring, 2001.

J

- [Jef09] Jeffrey, A., Breña, S.F., Civjan, S.A.: Evaluation of Bridge Performance and Rating through Non-destructive Load Testing. Abschlussbericht Dept. of Civil & Environmental Engineering, University of Massachusetts Amherst, 2009.

K

- [Kah14] Kahl, D., Gutermann, M.: Experimentell gestützte Tragsicherheitsbewertung von Straßenbrücken. Fachtagung Bauwerksdiagnose 2014.
- [Kar09] Karczewski, B., Schnellenbach-Held, M.: Model-Updating in Structural Health Monitoring: A Novel Genetic Programming and Neural Networks

Approach. Proceedings of the 16th International EG-ICE Workshop, Berlin, Germany, 2009.

- [Kem01] Kemmler, R., Ramm, E.: Modellierung mit der Methode der Finiten Elemente. Beton-Kalender 2001, Verlag Ernst & Sohn.
- [Kim01] Kim, C.-Y., Jung, D.-S., Kim, N.-S., Yoon, J.-G.: Effect of Vehicle Mass on the Measured Dynamic Characteristics of Bridges from Traffic-Induced Vibration Test. Proceedings of the International Society for Optical Engineering Vol. 4359, 2001, S. 1106-1111.
- [Koz92] Koza, J. R.: Genetic Programming – On the Programming of Computers by Means of Natural Selection. MIT Press, Cambridge, 1992
- [Koz94] Koza, J. R.: Genetic Programming II – Automatic Discovery of Reusable Programs. MIT Press, Cambridge, 1994.

L

- [Law09] Law, S.S., Zhu, X.Q.: Damage Models and Algorithms for Assessment of Structures under Operating Conditions. Structures and Infrastructures Series, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2009.
- [Lie09] Liebig, J.P.; Grünberg, J.; Hansen, M., Monitoring von Spannbetonbrücken – Auswirkung zunehmenden Schwerverkehrs. Beton- und Stahlbetonbau 104, 2009, Heft 6, S. 368-371.
- [Lie11] Liebig, J. P., Grünberg, J., Paffenholz, J.-A., Vennegeerts, H.: Taktile und laserbasierte Messverfahren für die messtechnische Überwachung einer Autobahnbrücke. Bautechnik 88, 2011, Heft 11, S. 749-756.
- [Lu08] Lu, P.: A statistical based damage detection approach for highway bridge structural health monitoring. Dissertation Iowa State University, 2008.

- [Lub09] Lubasch, P.: Identifikation von Verkehrslasten unter Einsatz von Methoden des Soft Computing. Dissertation, Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen, 2009.
- [Lub11] Lubasch, P., Schnellenbach-Held, M., Buschmeyer, W.: Computergestützte Identifikation von Verkehrslasten - Ergänzendes Bauwerksmonitoring. Bauingenieur, Band 86, Oktober 2011, S. 433-442.

M

- [Man12] Mangerig, F., Friedl, R.: Kalottenlager und Modular-Dehnfuge – Mehr als nur Verbindungselemente im Brückenbau. Vortrag beim Forschungskolloquium „Die Straße im 21. Jahrhundert“, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 31.10.2012.
- [Mar10] Marwala, T.: Finite-element-model Updating Using Computational Intelligence Techniques – Applications to Structural Dynamics. Springer-Verlag, 2010.
- [Mar64] Marsaglia, G., Bray, T.A.: A Convenient Method for Generating Normal Variables. SIAM Review, Vol. 6, No. 3(Jul., 1964), S. 260-264.
- [Mau14] Maurer Söhne: „Schwenktraversen Dehnfugen“. Maurer Söhne GmbH & Co. KG, München, 2014.
- [Meh10] Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken – Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Springer-Verlag, 2010.
- [Meh97] Mehrkar-Asl, S., Brookes, C.L.: Load Testing in Bridge Assessment. In: Viridi, K.S., Gara, F.K., Clarke, J.L., Armer, G.S.T.: “Structural Assessment: The Role of Large and Full Scale Testing”, 1997, S. 45-52.
- [Meh98] Mehrkar-Asl, S., Ricketts, N.: Load Testing of Pont Sir Y Fflint. Hidden Strength Conference, 17. November 1998.

- [Meh99] Mehrkar-Asl, S., Bolton, I.R.: Assessment of Bridges Using Supplementary Load Testing. In: Tagungsband Sixth International Conference on Concrete Engineering Technology (CONCET), The Institution of Malaysia, Malaysia, 1999.
- [Mer10] Meruane, V., Heylen, W.: Damage Detection with Parallel Genetic Algorithms and Operational Modes. Structural Health Monitoring Vol. 9(6), 2010, S. 481-496.
- [Mül03] Müller-Slany, H. H.: Möglichkeiten und Grenzen der Schwingungsdiagnose für mechanische Systeme auf der Basis numerischer Strukturmodelle. In VDI-Bericht 1788, S. 71-104, VDI-Schwingungstagung, 2003.

N

- [Now00] Nowak, A.S., Kim, Sangjin, Stankiewicz, P.: Analysis and diagnostic testing of a bridge. Computers and Structures 77, 2000, S. 91-100.

O

- [Opi00] Opitz, H., Steffens, K.: Belastungsversuche zur Tragsicherheitsbewertung von bestehenden Massivbrücken mit kleinen Spannweiten. 10. Dresdner Brückenbausymposium, 2000.
- [Orc10] Orcesi, A.D., Frangopol, D.M.: Inclusion of Crawl Tests and Long-Term Health Monitoring in Bridge Serviceability Analysis. Journal of Bridge Engineering, 2010, S. 312-326.
- [Ove96] Van Overschee, P., De Moor, B.: Subspace Identification for Linear System: Theory-Implementation-Applications. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands, 1996.

P

- [Pee01] Peeters, B., Maeck, J., De Roeck, G.: Vibration-based damage detection in civil engineering: excitation sources and temperature effects. *Smart Materials and Structures*, Vol. 10, No. 3, 2001, S. 518-527.
- [Per06] Perry, M. J.: Modified Genetic Algorithm Approach to System Identification with Structural and Offshore Application. Dissertation, National University of Singapore, 2006.
- [Per09] Perera, R., Ruiz, A., Manzano, C.: Performance assessment of multicriteria damage identification genetic algorithms. *Computers and Structures* 87 (2009), S. 120-127.
- [Pul07] Pullmann, T., Lubasch, P., Schnellenbach-Held, M.: GPCore – A Generic Framework for Genetic Programming. *Proceedings of the 14th International EG-ICE Workshop*, Maribor, Slovenia, 2007.
- [Pul12] Pullmann, T.: Design und Evaluation einer integrierten Softwareplattform zur Optimierung von Stahlbeton-Tragwerken unter Einsatz evolutionärer Algorithmen. Dissertation, Schriftenreihe aus dem Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen, Verlag TUDpress, 2012.

Q**R**

- [Rap03] Raphael, B., Smith, I.F.C.: A direct stochastic algorithm for global search. *Applied Mathematics and Computation* 146 (2003), S. 729-758.
- [Rec73] Rechenberg, I.: Evolutionsstrategie – Optimierung technischer Systeme nach Prinzipien der biologischen Evolution. Frommann-Verlag, Stuttgart, 1973.

- [Ret11] Retze, U.: Beispielhafte Untersuchung zum Einsatz von Monitoringmethoden an einer Brücke. Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München, 2011.
- [Rot04] Rottschäfer, J. O.: Ein Beitrag zur globalen zuverlässigkeitsbasierten Strukturoptimierung mit parallelen Evolutionsstrategien. Dissertation Fachbereich Bauwissenschaften der Universität Duisburg-Essen. 2004.

S

- [Sal95] Salawu, O.S., Williams, C.: Review of full-scale dynamic testing of bridge structures. *Engineering Structures*, Vol. 17, Issue 2, 1995, S. 113-121.
- [San12] Sanayei, M., Phelps, J.E., Sipple, J.D., Bell, E.S., Brenner, B.R.: Instrumentation, Nondestructive Testing, and Finite-Element Model Updating for Bridge Evaluation Using Strain Measurements. *Journal of Bridge Engineering* Vol. 17, No. 1, 2012, S. 130-138.
- [Schl09] Schlune, H., Plos, M., Gylltoft, K.: Improve bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements. *Engineering Structures* 31, S. 1477-1485, 2009.
- [Schn12] Schnellenbach-Held, M., Karczewski, B.: Physics-Based Output-Only Model Identification of Reinforced Concrete Structures from Static Response. In: *Proceedings of the 6th European Workshop on Structural Health Monitoring (EWSHM) 2012*, Dresden, July 3-6, 2012.
- [Schn14a] Schnellenbach-Held, M., Karczewski, B., Kühn, O.: Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke. Schlussbericht zum Forschungsprojekt FE 15.0509/2011/GRB, Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen, 2014.

- [Schn14b] Schnellenbach-Held, M., Habersaat, J.-E.: Bionic Optimization of Concrete Structures by Evolutionary Algorithms. *Structural Engineering International* 2/2014, S. 229-235.
- [Schr10] Schröder, D.: *Intelligente Verfahren – Identifikation und Regelung nichtlinearer Systeme*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010.
- [Schw95] Schwefel, H.-P.: *Evolution and Optimum Seeking*. John Wiley, New-York, 1995.
- [Sey11] Seyedpoor, S.M.: Structural Damage Detection Using a Multi-Stage Particle Swarm Optimization. *Advances in Structural Engineering*, Vol. 14, No. 3, 2011, S. 533-549.
- [Slo02] Slowik, V., Sommer, R., Gutermann, M.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Straßenbrücken mit Hilfe des Belastungsfahrzeuges BELFA. *Beton- und Stahlbetonbau* 97, Heft 10, 2002, S. 544-549.
- [Soh07] Sohn, H.: Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring. *Philosophical Transactions of The Royal Society A*, Vol. 365, S. 539-560, 2007.
- [Soh99] Sohn, H., Dzwonczyk, M., Straser, E.G., Kiremidjian, A.S., Law, K.H., Meng, T.: An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge. *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol. 28, 1999, S. 879-897.
- [Ste01] Steffens, K., Opitz, H., Quade, J., Schwesinger, P.: Das Belastungsfahrzeug BELFA für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken und Abwasserkanälen. *Bautechnik* 78 (2001), Heft 6, S. 391-397.
- [Ste02] Steffens, K. (Hrsg.): *Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeugs (BELFA)*. Kooperatives Forschungsprojekt 01 RA 9901/0, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 2002.

- [Ste03] Steffens, K., Gutermann, M.: Neue Technologien für Belastungsversuche an Brücken. Der Prüfenieur, Oktober 2003, S. 53-66.
- [Ste99a] Steffens, K., Bucher, C., Opitz, H., Quade, J., Schwesinger, P.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Bautechnik 76 (1999), Heft 1, S. 1-15.
- [Ste99b] Steffens, K., Gutermann, M., Kaschmierzeck, K.-D., Kapphahn, G.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung einer Straßenbrücke in Ditzum/Ostfriesland. Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung, Fachtagung Bauwerksdiagnose - Praktische Anwendung Zerstörungsfreier Prüfungen, München, 1999.
- [Ste99c] Steffens, K., Opitz, H., Quade, J., Schwesinger, P.: EXTRA II - Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung, Fachtagung Bauwerksdiagnose - Praktische Anwendung Zerstörungsfreier Prüfungen, München, 1999.
- [Ste99d] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung. Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9601/6 EXTRA II, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1999.
- [Str10] Strauss, A., Frangopol, D., Bergmeister, K.: Assessment of Existing Structures Based on Identification. Journal of Structural Engineering, Vol. 136, No. 1, 2010, S. 86-97.

T

- [Teu04] Teughels, A., De Roeck, G.: Structural damage identification of the highway bridge Z24 by FE model updating. Journal of Sound and Vibration 278, 2004, S. 589-610.

[Teu05] Teughels, A., De Roeck, G.: Damage Detection and Parameter Identification by Finite Element Model Updating. Archives of Computational Methods in Engineering, Vol. 12, Heft 2, 2005, S. 123-164.

[TNO11] TNO DIANA. User's Manual, Release 9.4.4, TNO DIANA BV, 2011.

U

[Uhl07] Uhl, T.: The Inverse Identification Problem and its Technical Application. Archive of Applied Mechanics, Vol. 77, No. 5, 2007, S. 325-337.

[Ung06] Unger, J., Teughels, A., De Roeck, G.: System Identification and Damage Detection of a Prestressed Concrete Beam. Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 11, 2006, S. 1691-1698.

V

W

[Wal09] Waltering, M., Bungard, V., Waldmann, D., Maas, S., Zürbes, A.: Vergleich statischer und dynamischer Methoden zur Zustandsbewertung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 10, 2009, S. 628-641.

[Wen05] Wenzel, H., Pichler, D.: Ambient Vibration Monitoring. John Wiley & Sons Ltd, 2005.

[Wor09] Worden, K., Staszewski, W., Manson, G., Ruotulo, A., Surace, C.: Optimization Techniques for Damage Detection. Encyclopedia of Structural Health Monitoring, 2009, S. 709-729.

X**Y**

- [Yan02] Yang, J., DeWolf, J.T.: Load Testing of a Deteriorated Concrete Box Girder Bridge. *Advances in Structural Engineering* Vol. 5, No. 2, 2002, S. 63-73.

Z

- [Zha10] Zhang, Z., Koh, C.G., Duan, W.H.: Uniformly sampled genetic algorithm with gradient search for structural identification – Part I: Global search. *Computers and Structures* 88 (2010), S. 949-962.
- [Zhe08] Zhenguo T., Yong, L.: FE model updating using artificial boundary conditions with genetic algorithms. *Computers and Structures* 86, 2008, S. 714-727.